

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



“Influencia de las condiciones del suelo en el comportamiento estructural de un hospital con aislamiento sísmico en la base”

Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil, que presenta:

Erika Thalia Solórzano Flores

Asesor: Mg. Christian Alberto Asmat Garaycochea

Lima, Junio del 2019

AGRADECIMIENTOS

A mi **DIOS**, por ser mi guía y estar conmigo en cada etapa de mi vida, me ha cuidado y bendecido más de lo que me he imaginado, me ha provisto de sabiduría e inteligencia, lo cual me ha permitido llegar hasta aquí, me ha dado las fuerzas para vencer los obstáculos y no rendirme ante ellos, y más que todo me ha enseñado a confiar y depender sólo de él. Mi DIOS es todo para mí.

A mis **PADRES**, por su amor, comprensión, apoyo incondicional y su confianza depositada en mí. Gracias por brindarme sus sabios consejos, por inculcarme los valores y principios que han hecho de mí una buena persona y más que todo, gracias por encaminarme en las cosas de Dios, dándome así el mejor regalo que pude haber recibido.

A mis **HERMANAS**, por el cariño que me demuestran día a día, por sus consejitos, votos de confianza y apoyo en mis decisiones. Y aunque son menores, me han enseñado que todo es posible si confiamos en Dios y ponemos todo de nuestra parte.

A toda mi **FAMILIA**, por sus constantes muestras de confianza, por estar pendiente de toda lo que me sucede, viviendo junto conmigo mis triunfos y, animándome y ayudándome a salir adelante cuando sentía que ya no podía más. Gracias por cada uno de los consejos que en momentos oportunos me han brindado y que han hecho de mí una mejor persona.

A todos y cada uno de las personas que estuvieron presentes a lo largo de mi vida y que de una u otra forma han contribuido en mi formación personal y académica, logrando ser lo que ahora soy. Gracias totales y, que Dios los bendiga y los prospere sobreabundantemente.

DEDICATORIA

A DIOS, por permitirme culminar la maestría y por su compañía cada día de mi vida.

A mis PADRES, por su amor, paciencia, comprensión y apoyo incondicional en cada momento de mi vida.

Al Ing. Christian Asmat Garaycochea, por su valiosa colaboración en la asesoría, revisión y corrección de la presente tesis.

A la Escuela de Posgrado, por darme la oportunidad de haber recibido una buena formación académica profesional.

A la Pontificia Universidad Católica del Perú, por darme la oportunidad de haber estudiado en tan prestigiosa casa de estudios.

A cada una de las personas que estuvieron presentes en esta etapa de mi vida.

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo evaluar la influencia de las condiciones del suelo en el comportamiento estructural de un hospital con aislamiento sísmico, mediante la comparación de resultados obtenidos del análisis y diseño, considerando 3 casos de estudio que se diferencian por tener distintas condiciones de suelo y zona sísmica.

Se ha evaluado un módulo hospitalario, cuya estructura consiste principalmente en placas conectadas entre sí por medio de vigas peraltadas y un sistema de techos de losas aligeradas en dos direcciones; considerando un sistema de aislamiento conformado por aisladores y elementos del nivel de base: vigas, losas y capiteles; y una cimentación conformada por pedestales y zapatas aisladas.

El comportamiento estructural de la edificación en estudio ha sido evaluado en el marco de los requerimientos normativos de nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones: NTE E.020 (Cargas), NTE E.030 (Diseño Sismorresistente), NTE E.050 (Suelos y Cimentaciones) y NTE E.060 (Concreto Armado); y de normas especializadas en aislamiento sísmico: ASCE/SEI 7-16 y el proyecto de norma técnica peruana E.031.

Para cada caso se ha realizado el análisis modal espectral de la edificación de base empotrada; los análisis estático, espectral y tiempo historia de la edificación aislada; el diseño de cada elemento más esforzado del sistema de aislamiento y de la cimentación; y por último se han comparado los resultados obtenidos. Para 3 casos se tiene la misma superestructura con diferentes propiedades de aisladores, sin embargo no se considera la optimización de la superestructura y sistema de aislamiento para efectos de comparación.

Los resultados del análisis espectral demuestran que las derivas de entrepiso y la fuerza cortante en la base de la superestructura se reducen al aislar la edificación, siendo esta reducción en derivas 50% y 70% para suelo flexible y suelo rígido respectivamente; y en fuerza cortante, 20% y 50% para suelo flexible y suelo rígido respectivamente.

Los parámetros de eficiencia demuestran que los aisladores son más efectivos si la edificación se ubica sobre suelo rígido; y que sobre suelo flexible con zona sísmica 2 (Z2S3) es el doble de eficiente que en suelo flexible con zona sísmica 4 (Z4S3), por lo que podría también considerarse el uso de aisladores en el caso Z2S3.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

| | |
|--|-----------|
| GENERALIDADES | 1 |
| i. INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| ii. JUSTIFICACIÓN..... | 2 |
| iii. HIPÓTESIS | 2 |
| iv. OBJETIVOS..... | 3 |
| v. ALCANCES | 3 |
| 1. MARCO TEÓRICO..... | 4 |
| 1.1. DEFINICIONES | 4 |
| 1.2. AISLAMIENTO SÍSMICO | 6 |
| 1.3. AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)..... | 8 |
| 1.4. PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES AISLADAS | 11 |
| 1.5. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES AISLADAS . | 11 |
| 1.6. HOSPITALES AISLADOS CONSTRUIDOS SOBRE SUELO FLEXIBLE..... | 23 |
| 2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO..... | 26 |
| 2.1. CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN | 26 |
| 2.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA | 27 |
| 2.3. MATERIALES EMPLEADOS..... | 28 |
| 2.4. NORMAS EMPLEADAS | 29 |
| 3. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO | 30 |
| 3.1. ESTRUCTURACIÓN | 30 |
| 3.2. PREDIMENSIONAMIENTO | 33 |

| | |
|---|------------|
| 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL | 42 |
| 4.1. MODELADO | 42 |
| 4.2. CARGAS DE DISEÑO | 46 |
| 4.3. CASOS DE ESTUDIO | 47 |
| 4.4. PARÁMETROS SÍSMICOS | 47 |
| 4.5. ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN DE BASE EMPOTRADA | 51 |
| 4.6. ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN CON AISLAMIENTO SÍSMICO | 55 |
| 5. DISEÑO ESTRUCTURAL | 83 |
| 5.1. COMBINACIONES DE DISEÑO | 83 |
| 5.2. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO | 83 |
| 5.3. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN | 87 |
| 6. COMPARACIÓN DE RESULTADOS | 96 |
| 6.1. COMPARACIONES ENTRE EDIFICACIONES | 96 |
| 6.2. EFICIENCIA DE LOS AISLADORES | 99 |
| 6.3. SENSIBILIDAD A LA INFLUENCIA DEL SUELO | 100 |
| 6.4. EDIFICACIONES CON DISTINTO PERIODO | 102 |
| CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE | |
| INVESTIGACIÓN | 104 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 107 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1.1: Zonas de edificación aislada | 5 |
| Figura 1.2: Aislador elastomérico | 7 |
| Figura 1.3: Aislador pendular de fricción | 7 |
| Figura 1.4: Aislador tipo pote | 8 |
| Figura 1.5: Aislador elastomérico con núcleo de plomo..... | 9 |
| Figura 1.6: Nuevo Hospital Regional de Pucallpa | 24 |
| Figura 1.7: Hospital de Bellavista | 24 |
| Figura 1.8: Hospital de Tocache | 25 |
| Figura 2.1: Hospital “El Carmen” | 26 |
| Figura 2.2: Distribución de módulos del Hospital “El Carmen”..... | 27 |
| Figura 2.3: Arquitectura del 1° piso del módulo 1a del Hospital “El Carmen” | 28 |
| Figura 3.1: Estructuración de la edificación..... | 30 |
| Figura 3.2: Estructuración de vigas peraltadas..... | 32 |
| Figura 3.3: Estructuración de vigas chatas..... | 32 |
| Figura 3.4: Dimensiones del aislador y de la placa de soporte | 41 |
| Figura 4.1: Modelo tridimensional del edificio de base empotrada..... | 42 |
| Figura 4.2: Vista en planta del nivel típico | 43 |
| Figura 4.3: Vista en elevación del edificio de base empotrada..... | 43 |
| Figura 4.4: Modelo tridimensional del edificio aislado | 44 |
| Figura 4.5: Vista en planta del nivel base | 45 |
| Figura 4.6: Vista en elevación del edificio aislado | 45 |
| Figura 4.7: Espectro de pseudo aceleraciones ($R = 6$) | 52 |
| Figura 4.8: Espectro de pseudo aceleraciones (SMC)..... | 59 |
| Figura 4.9: Sismo de Angol (2010)..... | 64 |
| Figura 4.10: Sismo de Constitución (2010) | 64 |
| Figura 4.11: Sismo de Curicó (2010)..... | 65 |
| Figura 4.12: Sismo de Hualañé (2010) | 65 |
| Figura 4.13: Sismo de Llolleo (2010) | 66 |
| Figura 4.14: Sismo de Talca (2010)..... | 66 |
| Figura 4.15: Sismo de Tocopilla (2007) | 67 |

| | |
|---|-----|
| Figura 4.16: Sismo de Concepción (2010)..... | 69 |
| Figura 4.17: Sismo de Ica (2007) | 69 |
| Figura 4.18: Sismo de Maipú (2010) | 70 |
| Figura 4.19: Sismo de Matanzas (2010) | 70 |
| Figura 4.20: Sismo de Moquegua (2011)..... | 71 |
| Figura 4.21: Sismo de Viña el mar: Centro (2010) | 71 |
| Figura 4.22: Sismo de Viña el mar: El salto cerro (2010) | 72 |
| Figura 4.23: Espectro compatibles – Caso Z4S3 | 73 |
| Figura 4.24: Espectro promedio – Caso Z4S3 | 73 |
| Figura 4.25: Espectro compatibles – Caso Z2S3 | 73 |
| Figura 4.26: Espectro promedio – Caso Z4S3 | 74 |
| Figura 4.27: Espectro compatibles – Caso Z4S1 | 74 |
| Figura 4.28: Espectro promedio – Caso Z4S1 | 74 |
| Figura 4.29: Curva del modelo bilineal..... | 75 |
| Figura 4.30: Modelo bilineal del sistema de aislamiento..... | 77 |
| Figura 4.31: Modelo bilineal del cada aislador..... | 78 |
| Figura 4.32: Momentos P-delta en aisladores elastoméricos | 82 |
| Figura 5.1: Momentos flectores en X (tonf.m)..... | 84 |
| Figura 5.2: Momentos flectores en Y (tonf.m)..... | 84 |
| Figura 5.3: Refuerzo del pedestal – Caso Z4S3 | 88 |
| Figura 5.4: Curvas de interacción del pedestal – Caso Z4S3..... | 88 |
| Figura 5.5: Refuerzo del pedestal – Caso Z2S3 | 89 |
| Figura 5.6: Curvas de interacción del pedestal – Caso Z2S3..... | 89 |
| Figura 5.7: Refuerzo del pedestal – Caso Z4S1 | 90 |
| Figura 5.8: Curvas de interacción del pedestal – Caso Z4S1..... | 91 |
| Figura 5.9: Nomenclatura de las características de la cimentación..... | 92 |
| Figura 6.1: Respuestas de las edificaciones de base empotrada | 96 |
| Figura 6.2: Desplazamientos y derivas de las edificaciones aisladas | 97 |
| Figura 6.3: Fuerzas cortantes de las edificaciones aisladas | 98 |
| Figura 6.4: Desplazamientos y derivas de edificaciones de base empotrada y aislada. | 98 |
| Figura 6.5: Fuerzas cortantes de las edificaciones de base empotrada y aislada | 99 |
| Figura 6.6: amplificación (con respecto a Z4S1) vs coeficiente sísmico..... | 101 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1.1: Empresas proveedoras de sistemas de protección sísmica..... | 10 |
| Tabla 1.2: Periodo fundamental del estrato | 12 |
| Tabla 3.1: Carga axial de los aisladores | 40 |
| Tabla 4.1: Factor ZS | 48 |
| Tabla 4.2: Categoría y regularidad de las edificaciones aisladas | 51 |
| Tabla 4.3: Parámetros Sísmicos | 51 |
| Tabla 4.4: Masas en X e Y – Edificación de base empotrada | 52 |
| Tabla 4.5: Modos y períodos– Edificación de base empotrada..... | 53 |
| Tabla 4.6: Factor de escala | 54 |
| Tabla 4.7: Desplazamientos inelásticos (mm)..... | 54 |
| Tabla 4.8: Derivas de entrepiso | 54 |
| Tabla 4.9: Resultados del análisis de fuerzas equivalentes | 58 |
| Tabla 4.10: Masas en X e Y – Edificación aislada..... | 60 |
| Tabla 4.11: Modos y periodos – Edificación aislada | 60 |
| Tabla 4.12: Carga axial máxima – análisis modal espectral | 61 |
| Tabla 4.13: Fuerzas cortantes – análisis modal espectral..... | 61 |
| Tabla 4.14: Desplazamientos (mm) – análisis modal espectral | 62 |
| Tabla 4.15: Derivas de entrepiso – análisis modal espectral..... | 62 |
| Tabla 4.16: Registros sísmicos seleccionados para el Suelo Rígido S1 | 63 |
| Tabla 4.17: Registros sísmicos seleccionados para el Suelo Flexible S3..... | 68 |
| Tabla 4.18: Propiedades no lineales - Interfaz de aislamiento | 77 |
| Tabla 4.19: Propiedades no lineales - 1 dispositivo | 78 |
| Tabla 4.20: Carga axial máxima – análisis tiempo-historia | 79 |
| Tabla 4.21: Fuerzas cortantes – análisis tiempo-historia..... | 79 |
| Tabla 4.22: Desplazamientos (mm) – análisis tiempo-historia | 80 |
| Tabla 4.23: Derivas de entrepiso – análisis tiempo-historia..... | 80 |
| Tabla 4.24: Propiedades de links y gaps | 80 |
| Tabla 4.25: Tracciones máximas o compresiones mínimas en aisladores | 81 |
| Tabla 4.26: Propiedades lineales de los aisladores..... | 81 |
| Tabla 4.27: Propiedades no lineales de los aisladores..... | 81 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 5.1: Diseño de losa maciza del nivel de base | 85 |
| Tabla 5.2: Cargas actuantes | 92 |
| Tabla 5.3: Cargas muertas adicionales | 92 |
| Tabla 5.4: Características de la cimentación | 93 |
| Tabla 5.5: Presión admisible del suelo | 93 |
| Tabla 5.6: Verificación por presión en etapa de servicio – Z4S3 | 93 |
| Tabla 5.7: Verificación por presión en etapa última – Z4S3..... | 93 |
| Tabla 5.8: Verificación por presión en etapa de servicio – Z2S3 | 94 |
| Tabla 5.9: Verificación por presión en etapa última – Z2S3..... | 94 |
| Tabla 5.10: Verificación por presión en etapa de servicio – Z4S1 | 94 |
| Tabla 5.11: Verificación por presión en etapa última – Z4S1..... | 94 |
| Tabla 5.12: Verificación por corte y flexión | 95 |
| Tabla 5.13: Diseño por flexión..... | 95 |
| Tabla 6.1: Eficiencia de los aisladores | 100 |
| Tabla 6.2: Respuestas del análisis y diseño..... | 100 |
| Tabla 6.3: Coeficientes sísmicos para $T_M = 2.3$ seg..... | 102 |
| Tabla 6.4: Coeficientes sísmicos para $T_M > 2.5$ seg..... | 102 |
| Tabla 6.5: Coeficientes sísmicos para $T_M > 2.5$ seg..... | 103 |

ÍNDICE DE ECUACIONES

| | |
|--|----|
| Ecuación 1: Pseudo aceleraciones correspondientes al SMC, S_{aM} | 12 |
| Ecuación 2: Factor de amplificación sísmica para SMC, C | 12 |
| Ecuación 3: Desplazamiento traslacional, D_M | 15 |
| Ecuación 4: Factor de amortiguamiento, B_M | 15 |
| Ecuación 5: Periodo efectivo, T_M | 16 |
| Ecuación 6: Desplazamiento total, D_{TM} | 16 |
| Ecuación 7: Cortante bajo el nivel de base, V_b | 17 |
| Ecuación 8: Cortante sobre el nivel de base, V_{st} | 17 |
| Ecuación 9: Cortante reducida sobre el nivel de base, V_s | 18 |
| Ecuación 10: Fuerza lateral en el primer nivel, F_1 | 18 |
| Ecuación 11: Fuerza lateral en niveles superiores, F_i | 19 |
| Ecuación 12: Desplazamiento lateral, D'_M | 20 |
| Ecuación 13: Peralte de losa aligerada en dos direcciones..... | 34 |
| Ecuación 14: Peralte de vigas..... | 34 |
| Ecuación 15: Área de columnas centradas | 36 |
| Ecuación 16: Área de columnas excéntricas y esquinadas..... | 36 |
| Ecuación 17: Verificación por corte en placas | 37 |
| Ecuación 18: Peralte de losa maciza del nivel de base..... | 38 |
| Ecuación 19: Peralte de vigas del nivel de base | 39 |
| Ecuación 20: Pseudo aceleraciones correspondientes al sismo de norma E.030, S_a | 51 |
| Ecuación 21: Eficiencia de aisladores | 99 |

GENERALIDADES

i.INTRODUCCIÓN

Los sismos son perturbaciones súbitas en el interior de la tierra que dan origen a vibraciones o movimientos del suelo. El origen de los sismos en nuestro país se debe principalmente al fenómeno de subducción, en el que la placa Nazca (placa oceánica) se introduce debajo de la placa Sudamericana (placa continental). Este proceso genera acumulación de energía entre estas dos placas, las cuales al fallar producen ondas sísmicas, que ocasionan el movimiento de las rocas y suelos (Velásquez, 2006).

Son muchos los daños ocasionados por los sismos, tanto en pérdidas de vidas humanas como materiales. Es por ello que muchos investigadores concentran sus esfuerzos en reducir las terribles consecuencias que estos generan, realizando numerosos estudios sobre el comportamiento estructural de las edificaciones (Pinzón y Martínez, 2014), tanto de tipo experimental (simulaciones en mesas vibradoras e inclinables), como del tipo analítico (desarrollando complejos modelos de análisis de estructuras).

Estos estudios han permitido el desarrollo de los conocidos sistemas de protección sísmica, los cuales pueden ser clasificados en cuatro grandes grupos: sistemas pasivos, activos, híbridos y semi-activos. En Perú destacan los sistemas pasivos, en especial los aisladores sísmicos de base del tipo elastomérico con núcleo de plomo (LRB).

Los hospitales son edificaciones esenciales que deben funcionar inmediatamente después de un sismo. Por ello, la norma peruana obliga a usar aisladores en estas edificaciones, sin embargo, sólo se especifica las zonas sísmicas en las que su uso es obligatorio, más no hace referencia al tipo de suelo.

En los últimos años ante la necesidad de evaluar la efectividad de los aisladores sísmicos se han estudiado ciertos parámetros de interés, tales como: torsión debido a excentricidad por rigidez (Nagarajaiah et al., 1993), razón de amortiguamiento de los dispositivos (Meza y Sánchez, 2010) y la esbeltez de la estructura (Aguirre y Huallanca, 2016).

Sin embargo, existen pocos estudios que tengan como tema principal la evaluación de las condiciones del suelo y generalmente es incluida como parte de las generalidades de estudios sobre aisladores, en los cuales se mencionan que los aisladores son más efectivos en edificaciones cimentadas sobre suelos rígidos. Esto se debe a que los aisladores incrementan el periodo de la estructura, el cual puede llegar a ser cercano al periodo fundamental del suelo, si se trata de un suelo flexible, produciéndose un posible caso de resonancia que generaría grandes daños en la estructura (Mendo, 2015).

Es por ello que se estudiará un módulo de hospital, en el que se considere diferentes condiciones de suelo y zona sísmica. Se realizarán 3 casos: suelo rígido S1 en zona 4 y suelo flexible S3 en zonas 4 y 2. Además, se usarán aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) por ser los más comerciales, los cuales se componen de capas intercaladas de caucho y acero y tienen un cilindro de plomo en su interior.

ii.JUSTIFICACIÓN

Debido a que no se cuenta con suficientes estudios sobre la eficiencia del sistema de aislamiento ante las distintas condiciones del suelo y que la norma peruana establece el uso obligatorio de aisladores en edificaciones de la categoría A1, independientemente del tipo de suelo; en esta investigación se busca evaluar de manera más exhaustiva la influencia de las condiciones del suelo en el comportamiento estructural, siguiendo pautas normativas, de un hospital con aislamiento sísmico en la base mediante las comparaciones de resultados a nivel de análisis y de diseño.

iii.HIPÓTESIS

Es posible estimar la influencia de las condiciones del suelo en el comportamiento de una estructura aislada, mediante la realización del análisis y diseño de un hospital con aislamiento sísmico en la base, variando las condiciones del suelo.

iv.OBJETIVOS

Objetivo general

El objetivo general es contribuir a la seguridad estructural de hospitales sometidos a sismos

Objetivo específico

El objetivo específico es evaluar la influencia de las condiciones del suelo en el comportamiento estructural de un hospital con aislamiento sísmico.

v.ALCANCES

La presente investigación pretende estudiar un módulo de un hospital de 4 pisos con muros de concreto armado. Se realizarán 3 modelos en el programa ETABS, haciendo variar el tipo de suelo, es decir, se considerará suelo rígido S1 en zona 4 y suelo flexible S3 en zonas 4 y 2. Se evaluará la influencia de las condiciones del suelo en el comportamiento estructural de la edificación con aislamiento sísmico en la base, del tipo elastomérico con núcleo de plomo (LRB), mediante un análisis tiempo historia considerando el comportamiento no lineal de los aisladores y utilizando 7 registros sísmicos, escalados al espectro máximo esperado. Se usarán la norma americana ASCE/SEI 7-16 y el proyecto de norma peruana E.031 para el análisis y diseño del sistema de aislamiento sísmico. Se incluirá el diseño de la cimentación de la edificación aislada.

1. MARCO TEÓRICO

1.1. DEFINICIONES

La norma ASCE/SEI 7-16 y el proyecto de norma técnica peruana: Aislamiento sísmico, establecen algunas definiciones aplicables únicamente a las estructuras aisladas sísmicamente, las cuales se muestran a continuación:

Aislador: Elemento estructural del sistema de aislamiento que es verticalmente rígido y horizontalmente flexible, y que permite grandes deformaciones laterales bajo sollicitaciones sísmicas.

Amortiguamiento efectivo (β_M): El valor del amortiguamiento viscoso equivalente correspondiente a la energía disipada en la respuesta cíclica del sistema de aislamiento (norma peruana).

Desplazamiento traslacional (D_M): Desplazamiento lateral máximo en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, en la dirección de análisis.

Desplazamiento total (D_{TM}): Desplazamiento traslacional más el desplazamiento generado por el efecto de la torsión natural y accidental. Es requerido para:

- verificar la estabilidad de los aisladores y del sistema de aislamiento
- determinar las separaciones entre estructuras
- los ensayos de los aisladores prototipo.

Interfaz de aislamiento: Zona que limita en su parte superior por la superestructura (que está aislada) y, en su parte inferior por la subestructura o cimentación (que se mueve rígidamente con el suelo).

Nivel de base: El primer nivel de la estructura aislada por encima de la interfaz de aislamiento, el cual incluye vigas, losas, capiteles y todos los elementos de conexión.

Rigidez efectiva: El valor de la fuerza lateral en el sistema de aislamiento dividido entre el correspondiente desplazamiento lateral.

Sismo máximo considerado (SMC): Sismo de 2,500 años de retorno, el cual representado por un espectro de pseudo-aceleraciones equivalente a 1.5 veces el del sismo de diseño especificado en la norma E.030 Diseño Sismorresistente (**norma peruana**).

Sistema de aislamiento: Conjunto de elementos estructurales que incluye los aisladores y los elementos del nivel de base: vigas, losas, capiteles y sus conexiones.

En la Figura 1.1 se muestra la delimitación de las zonas en las que se divide una edificación aislada: superestructura, sistema de aislamiento (incluye nivel de base e interfaz de aislamiento) y subestructura.

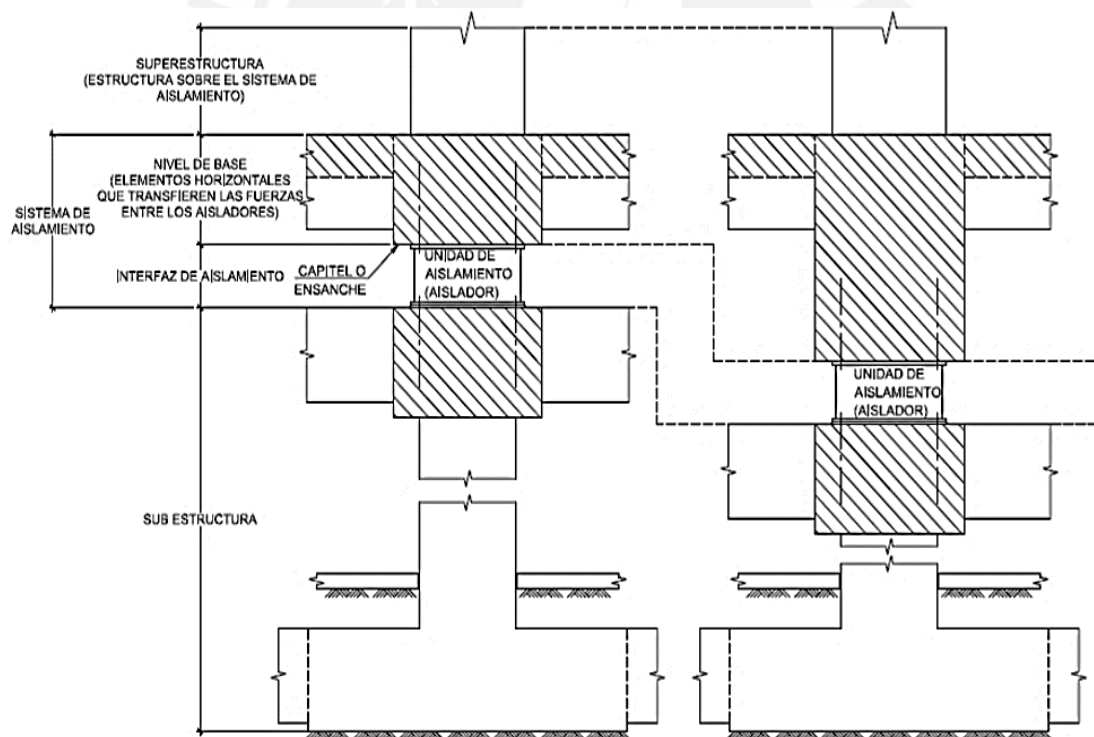


Figura 1.1: Zonas de edificación aislada

Fuente: Proyecto de norma técnica: Aislamiento sísmico.

1.2. AISLAMIENTO SÍSMICO

El aislamiento sísmico es un sistema de protección pasivo utilizado en las edificaciones y en los puentes. Su aplicación se inició en la década de 1960, ubicándose en California (USA) el primer edificio aislado (Naeim y Kelly, 1999)

El aislamiento sísmico consiste en desacoplar la superestructura de la subestructura por medio de un sistema de aislamiento, la cual está conformada por los aisladores y los elementos del nivel de base: vigas, losas, capiteles y sus conexiones. Los aisladores son elementos estructurales que tienen gran rigidez vertical y poseen gran flexibilidad horizontal, por medio de los cuales se obtiene intencionalmente grandes deformaciones horizontales ante las solicitaciones sísmicas (Korswagen, 2012)

Según Cheng (2008) existen diferentes tipos de aisladores. Entre ellos se mencionan:

1.2.1. Aisladores Elastoméricos:

Son aisladores sísmicos conformados por placas intercaladas de caucho y acero (ver Figura 1.2). Además, según su razón de amortiguamiento, éstos se clasifican en:

- **Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB):** Su razón de amortiguamiento varía entre 2% y 3%, por ello tienen poca resistencia a cargas de servicio y requieren dispositivos adicionales de amortiguación para controlar los desplazamientos.
- **Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB):** Su razón de amortiguamiento varía entre 15% y 35%. Este aumento es debido a que los LRB presentan un núcleo de plomo en su centro.
- **Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB):** Usan caucho con propiedades mejoradas, usualmente se añade carbón. Su razón de amortiguamiento depende de la deformación por corte del aislador, variando entre 10% y 15%.

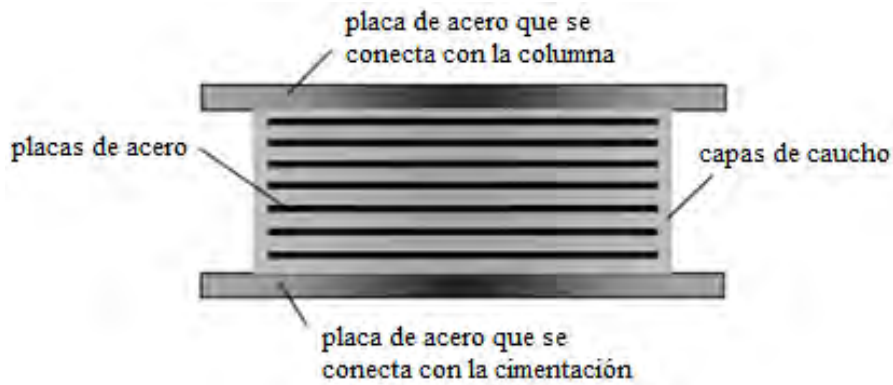


Figura 1.2: Aislador elastomérico

Fuente: Cheng (2008)

1.2.2. Aisladores Deslizantes:

El comportamiento de estos aisladores depende de la fricción entre sus superficies.

- **Aisladores pendulares de fricción:** Están compuestos por una rótula deslizante y una o más superficies cóncavas (ver Figura 1.3), que permiten con la ayuda de la carga vertical regresar el aislador a su posición original. A mayor número de superficies deslizantes mayor será la reducción de fuerza cortante.

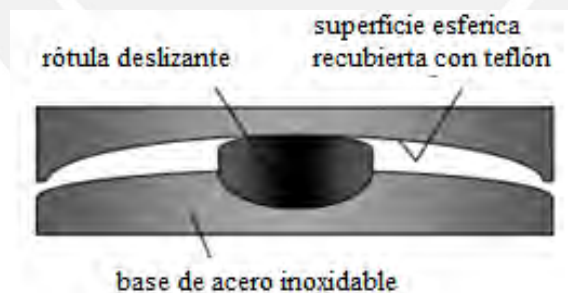


Figura 1.3: Aislador pendular de fricción

Fuente: Cheng (2008)

1.2.3. Otros Aisladores:

- **Aisladores tipo pote:** Resultan de la combinación de las características de los aisladores elastoméricos y deslizantes. El elastómero está confinado por un pistón

similar a un pote recubierto de teflón en su superficie superior (ver Figura 1.4). Debido a este confinamiento, el elastómero es impedido de abultar bajo alta presión.

Tiene capacidad de rotación para que la superficie deslizante esté sometida a una carga más uniforme cuando haya desplazamiento del terremoto. Sin embargo, la excentricidad generada por el movimiento lateral dará lugar a un movimiento adicional a la estructura por encima del sistema de aislamiento.

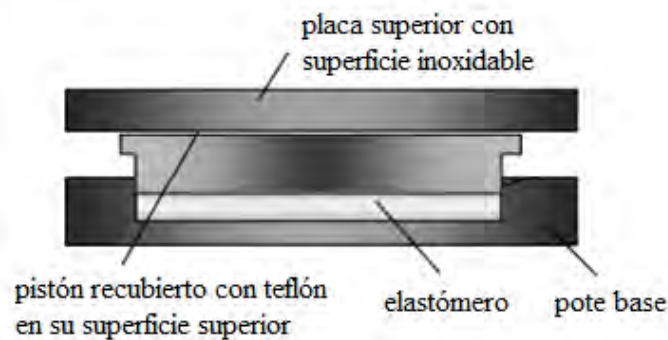


Figura 1.4: Aislador tipo pote

Fuente: Cheng (2008)

1.3. AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)

1.3.1. Descripción del Aislador LRB

Los LRB fueron inventados en Nueva Zelanda en 1977 por Robinson. Estos aisladores están conformados por capas de caucho intercaladas con láminas de acero (ver Figura 1.5). Además, presentan un agujero en su centro, en el que se introduce el núcleo de plomo, el cual deber ser ligeramente más ancho que el agujero para que bajo presión se unan todos los elementos y se conviertan en una unidad (Cheng, 2008).

La función del núcleo de plomo es producir numerosos ciclos histeréticos estables para disipar la energía ante un movimiento sísmico, y que al término de ello se cristalice para volver a sus condiciones originales. Este aislador puede idealizarse mediante un modelo de comportamiento bilineal, teniendo como ventaja una mayor razón de amortiguamiento que varía entre 15% y 35% (Cheng, 2008).

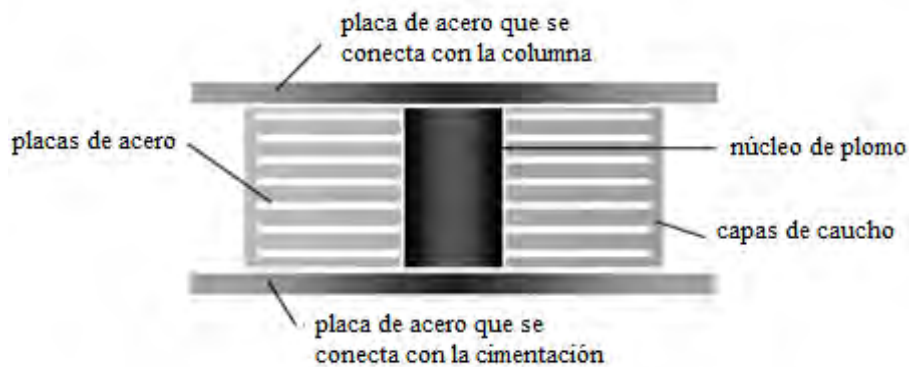


Figura 1.5: Aislador elastomérico con núcleo de plomo

Fuente: Cheng (2008)

1.3.2. Propiedades del Aislador LRB:

Mendo (2015) menciona las siguientes propiedades de los aisladores LRB:

Características:

- Su módulo de elasticidad de corte varía de 5 a 7 kgf/cm² para una deformación de corte del 100%.
- La variación de sus propiedades no son significativas como ocurre con los aisladores tipo HDRB, debido a que la máxima deformación de corte no es mayor a 200% (varía de 125% a 200%).
- La respuesta histerética es fuertemente dependiente del desplazamiento lateral.
- Tienen una alta rigidez inicial, debido a que el esfuerzo de fluencia del plomo alcanza valores que varían alrededor de 105 kgf/cm².
- El esfuerzo de fluencia se reduce con ciclos repetidos debido al aumento de temperatura.
- Típicamente el núcleo de plomo abarca del 15 al 33% del diámetro total del aislador.

Ventajas:

- El plomo es un material que tiene alta rigidez horizontal antes de alcanzar su fluencia y presenta un comportamiento perfectamente plástico después de su fluencia.
- El plomo es un material en el cual los procesos de recuperación y re cristalización ocurren simultáneamente a temperatura ambiente, por lo que puede recuperar sus propiedades mecánicas después de una acción inelástica.
- Las propiedades mecánicas del núcleo de plomo no presentan cambios significativos durante el periodo de vida útil de las estructuras (50años).

Desventajas:

- Los incrementos de temperatura ambientales pueden afectar su rigidez horizontal.
- Con el incremento de la carga axial su rigidez horizontal tiende a disminuir.
- Las propiedades del aislador LRB dependen de la historia de carga. Con el incremento de ciclos la rigidez del núcleo de plomo y el amortiguamiento decrecen.

1.3.3. Empresas proveedoras de sistemas de protección sísmica

En la Tabla 1.1 se muestran las empresas proveedoras de sistemas de protección sísmica: aisladores y/o disipadores (sólo DIS, SIRVE y TENSA son proveedoras en Perú). Asimismo, se muestran los tipos de productos que comercializa cada empresa, los cuales han sido obtenidos de su respectiva página web.

Tabla 1.1: Empresas proveedoras de sistemas de protección sísmica

| Proveedores | Aisladores | | Disipadores |
|-------------|---------------|-------------|-------------|
| | Elastoméricos | Deslizantes | |
| DS BROWN | X | | |
| DIS | X | X | X |
| SIRVE | X | X | X |
| TECNOAV | X | X | X |
| TENSA | X | | X |

1.4. PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES AISLADAS

Según Mendo (2015), las características de las estructuras en las que el aislamiento sísmico resulta efectivo, son las siguientes:

- a) Estructuras ubicadas en suelos con periodos predominantes bajos (suelos rígidos).
- b) Estructuras de pocos niveles (rígidas), con periodos naturales de vibración menores a un segundo.
- c) Estructuras con relaciones de esbeltez (altura/ancho) menor o igual a 1.5.
- d) Estructuras que puedan desplazarse libremente 25 cm o más, sin chocar con otras estructuras.
- e) Estructuras que soportan fuerzas de viento u otras cargas que no sean de naturaleza sísmica que resulten menores al 10% del peso sísmico total de la estructura.

1.5. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES AISLADAS

La norma ASCE/SEI 7-16 establece en su capítulo 17 los criterios de análisis y diseño de edificaciones aisladas sísmicamente. Sin embargo, éstos serán complementados con algunos lineamientos adicionales que se establecen en el proyecto de norma técnica peruana: Aislamiento sísmico.

1.5.1. Movimiento del terreno

1.5.1.1. Espectro de diseño

El proyecto de norma peruana establece que antes de generar el espectro de diseño, siguiendo indicaciones de la norma E.030, se debe verificar que el periodo fundamental del estrato T_s , obtenido mediante ensayos de microtrepidación, corresponda con lo indicado en la Tabla 1.2. Este ensayo consiste en monitorear vibraciones ambientales en arreglos predeterminados para determinar el periodo predominante del suelo T_s y la amplificación del suelo. (Rivera et al, 2016)

Tabla 1.2: Periodo fundamental del estrato

| SUELO TIPO | | Ts (s) |
|------------|---------------------------|--------|
| S0 | Roca dura | < 0,15 |
| S1 | Roca o suelos muy rígidos | < 0,30 |
| S2 | Suelos intermedios | < 0,40 |
| S3 | Suelos blandos | < 0,60 |

Fuente: Proyecto de norma técnica: Aislamiento sísmico

Para periodos Ts mayores que 0.6 segundos es obligatorio efectuar un estudio de sitio.

El proyecto de norma peruana define el espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al SMC como:

$$Sa_M = 1.5 Z U C S g \quad (\text{Ecuación 1})$$

Donde:

- Z y S son los parámetros definidos en la norma E.030.
- U será igual a 1 para estructuras aisladas.
- C es definido por las siguientes ecuaciones:

| | |
|-----------------------|---------------------------------------|
| ▪ $T < 0.2 T_P$ | $C = 1 + 7.5 (T / T_P)$ |
| ▪ $0.2 T_P < T < T_P$ | $C = 2.5$ |
| ▪ $T_P < T < T_L$ | $C = 2.5 (T_P / T)$ |
| ▪ $T > T_L$ | $C = 2.5 \cdot (T_P \cdot T_L / T^2)$ |

(Ecuaciones 2)

1.5.1.2. Registros de aceleración del suelo

Cuando se use un análisis tiempo-historia, el movimiento sísmico se definirá mediante un conjunto mínimo de siete registros, cada uno con dos componentes horizontales de aceleración, elegidos de eventos individuales y escalados según el tipo de registro (naturales o espectro – compatibles).

Se seleccionarán los registros sísmicos cuyos eventos tengan similares características al SMC para el sitio: magnitudes, mecanismos de fuente y condiciones locales del suelo.

Tanto la norma ASCE/SEI 7-16 como el proyecto de norma peruana permiten escalar los registros sísmicos mediante las técnicas: (1) escalamiento de amplitudes para registros naturales o (2) reajuste de frecuencias para generar registros espectro-compatibles; dejando a criterio del proyectista la elección de la técnica a usar.

Registros Naturales

Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construye un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados separadamente para cada componente escalada, con 5% de amortiguamiento.

Por ser registros naturales, éstos se someten a un escalamiento de amplitudes con el mismo factor para cada componente. Cada par de registros se debe escalar de modo que en el rango de periodos entre $0.75T_M$ y $1.25T_M$ (siendo T_M el periodo de la edificación aislada), el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos pares de registros empleados no sea menor que lo obtenido con el espectro de pseudo-aceleraciones de la edificación aislada.

Registros Espectro-compatibles

Para registros espectro-compatibles, cada par de componentes horizontales se deben escalar de modo que en el rango de periodos entre $0.20 T_M$ y $1.25T_M$ (siendo T_M el periodo de la edificación aislada), el espectro de respuesta de la componente en la dirección de análisis no sea menor que el 90% de lo obtenido con el espectro de pseudo-aceleraciones de la edificación aislada.

1.5.2. Selección del procedimientos de análisis para estructuras aisladas

1.5.2.1. Procedimiento Fuerzas Estáticas Equivalentes

Se puede utilizar para el diseño de una estructura sísmicamente aislada siempre que se cumplan todas las siguientes condiciones. Además es utilizado como un procedimiento inicial y utilizado como base de comparación para cualquier otro tipo de edificación aislada que sea diseñada con métodos dinámicos.

- a) La estructura debe estar ubicada en las zonas sísmicas 1 o 2, o en la zona 3 sobre suelos del tipo S1 o S2, o en la zona 4 sobre suelos tipo S1 (**proyecto de norma peruana**).
- b) El periodo efectivo de la estructura aislada T_M , será menor o igual a 5.0 s.
- c) La superestructura no debe tener más de 4 pisos ni más de 20 metros de altura (altura medida desde el nivel de base de la estructura)
- d) El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento β_M , debe ser menor o igual a 30%.
- e) El periodo efectivo de la estructura aislada T_M , debe ser mayor que tres veces el periodo elástico de la estructura por encima del sistema de aislamiento, considerada de base fija.
- f) La estructura por encima del nivel de aislamiento no debe tener ninguna de las irregularidades listadas para una edificación aislada.
- g) El sistema de aislamiento debe satisfacer los siguientes criterios:
 - La rigidez efectiva del sistema de aislamiento K_M debe ser mayor que 1/3 de la rigidez efectiva a un 20% del desplazamiento máximo.
 - El sistema de aislamiento debe ser capaz de producir una fuerza de restitución lateral.
 - El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento debe ser como mínimo el desplazamiento total máximo D_{TM} .

1.5.2.2. Procedimientos Dinámicos

Procedimientos Modal Espectral

Se puede utilizar para el diseño de una estructura sísmicamente aislada siempre que se cumplan los criterios a-d y f.

Procedimientos Tiempo - Historia

Se puede utilizar para el diseño de cualquier estructura sísmicamente aislada y debe ser necesariamente aplicado en el diseño de todas las estructuras aisladas que no cumplan los criterios del análisis modal espectral. En todos los casos, los resultados usados para el diseño de los elementos de la estructura no serán menores que los obtenidos por el análisis dinámico modal espectral (**proyecto de norma peruana**).

La norma ASCE/SEI 7-16 y el proyecto de norma peruana no permiten diseñar edificaciones de más de 5 pisos con el método modal espectral, sino que obligan a usar el método tiempo-historia, lo cual es muy tedioso y aumenta significativamente el tiempo de análisis y diseño.

1.5.3. Procedimiento fuerzas estáticas equivalentes

1.5.3.1. Desplazamiento Traslacional

El sistema de aislamiento debe ser diseñado y construido para soportar, como mínimo, el desplazamiento traslacional D_M en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, en la dirección de análisis.

$$D_M = \frac{Sa_M \cdot T_M^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_M} \quad (\text{Ecuación 3})$$

Donde:

Sa_M = pseudo aceleración, en mm/s^2

T_M = período efectivo de la estructura aislada, en segundos.

B_M = factor de amortiguamiento que relaciona el 5% y el efectivo β_M , determinado mediante la siguiente expresión.

$$B_M = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_M)} \quad (\text{Ecuación 4})$$

1.5.3.2. Período Efectivo

El periodo efectivo de la estructura aislada, T_M se determina como sigue:

$$T_M = 2. \pi \sqrt{\frac{P}{K_M \cdot g}} \quad (\text{Ecuación 5})$$

Donde:

P = peso de la superestructura y nivel base, determinado según la norma E.030, en tonf.

K_M = rigidez efectiva del sistema de aislamiento en la dirección de análisis, en tonf/m.

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

1.5.3.3. Desplazamiento Total

El desplazamiento total D_{TM} , de los elementos del sistema de aislamiento debe incluir el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental, calculada con la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{p_T} \right) \left(\frac{12 e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (\text{Ecuación 6})$$

El desplazamiento total D_{TM} , no será menor que $1.15D_M$

Donde:

y = distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de análisis, en m.

e = excentricidad obtenida como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental, tomada como 5% de la mayor dimensión en planta en dirección perpendicular a la de la fuerza sísmica, en m.

b = dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, en m.

d = dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura, en m.

P_T = razón entre el período traslacional efectivo del sistema de aislamiento y el período rotacional efectivo del sistema de aislamiento; calculada mediante un análisis dinámico, pero no requiere ser menor que 1.

1.5.3.4. Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño

Sistema de aislamiento y elementos estructurales bajo el nivel de base

El sistema de aislamiento, la cimentación, y todos los elementos estructurales bajo el nivel de base deberán ser diseñados y construidos para resistir una fuerza sísmica lateral mínima V_b , usando todos los requisitos aplicables para estructuras no aisladas.

$$V_b = K_M \cdot D_M \quad (\text{Ecuación 7})$$

Elementos estructurales sobre el nivel de base

La estructura por encima del nivel de base debe ser diseñada y construida utilizando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada, para una fuerza de corte mínima V_s .

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (\text{Ecuación 8})$$

Donde:

R_a = coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para superestructura, calculado como $3/8R_0$, pero no menor que 1 ni mayor que 2. Con $R_a=2$ se eliminaría la sobre resistencia de la estructura ($\Omega=2$), por lo que ésta seguiría siendo elástica.

R_0 = coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre base empotrada, dependiente de las características de la estructura, definido en la norma E.030.

V_{st} = fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base, calculada con la siguiente expresión:

$$V_{st} = V_b \cdot \left(\frac{P_s}{P_t} \right)^{(1-2.5 \beta_M)} \quad (\text{Ecuación 9})$$

P_s = peso sísmico efectivo de la superestructura, calculado en forma similar a P_t pero sin incluir el nivel de base, en tonf.

Límites de V_s

El valor de la fuerza cortante en la base sobre el sistema de aislamiento V_s , debe ser mayor o igual que el máximo valor de:

- La fuerza sísmica lateral requerida por la norma E.030 para una estructura de base fija, con un peso igual a P_s y un período igual a T_M .
- La fuerza lateral sísmica V_{st} , calculada con V_b igual a la fuerza requerida para activar plenamente el sistema de aislamiento utilizando la mayor de:
 - 1.5 veces las propiedades nominales, requeridas para activar completamente el sistema de aislamiento.
 - La fuerza de fricción de ruptura de un sistema de deslizamiento.
 - La fuerza para cero desplazamientos de un sistema de deslizamiento después de un ciclo dinámico completo de movimiento de amplitud D_M .

1.5.3.5. Distribución vertical de la fuerza

La fuerza sísmica lateral V_s debe distribuirse entre los distintos niveles de la estructura sobre el sistema de aislamiento usando las ecuaciones siguientes:

$$F_1 = \frac{(V_b - V_{st})}{Ra} \quad (\text{Ecuación 10})$$

$$F_i = \frac{p_i \cdot h_i^k}{\sum_{j=2}^n p_j \cdot h_j^k} \cdot V_s \quad (i > 1), \quad \text{donde: } k = 14 \beta_M T \quad (\text{Ecuación 11})$$

Donde:

F_1 = fuerza sísmica lateral en el nivel de base, en tonf.

F_i = fuerza sísmica lateral en el nivel i , en tonf.

h_i = altura del nivel i respecto al nivel de base, en m.

n = número de pisos de la estructura sobre la interfaz de aislamiento.

p_i = parte del peso P que se asigna al nivel i , en tonf.

T = período fundamental de la estructura considerada de base fija, en la dirección de análisis, en seg.

1.5.3.6. Límites de la deriva

La máxima deriva en la estructura por encima del nivel de base no debe exceder de 0,0035 para el SMC (**proyecto de norma peruana**). Esta deriva es calculada multiplicando los resultados de un análisis lineal elástico por a_{Ra} .

1.5.4. Procedimientos Dinámicos

1.5.4.1. Procedimientos Modal Espectral

El amortiguamiento modal para el modo fundamental no será mayor al amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento ni al 30% del amortiguamiento crítico.

El análisis modal espectral de cada dirección debe efectuarse empleando el espectro al 100% en la dirección de análisis más el 30% en la dirección perpendicular. En cada dirección de análisis, el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento debe calcularse como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

1.5.4.2. Procedimientos Tiempo - Historia

Este procedimiento se debe desarrollar con un conjunto de pares de registros del movimiento del terreno que deben ser seleccionados y escalados.

El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento debe ser calculado mediante la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales en cada instante de tiempo. Los parámetros de interés deben ser calculados para cada movimiento del terreno usado para el análisis tiempo-historia y el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés debe ser empleado para el diseño.

1.5.4.3. Fuerzas y desplazamientos laterales mínimos

Sistema de aislamiento y elementos estructurales en la subestructura

El sistema de aislamiento, la cimentación y todos los elementos estructurales de la subestructura deben ser diseñados usando todos los requerimientos apropiados para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico sin reducción. Esta fuerza lateral de diseño no debe ser menor a 90% de V_b .

El desplazamiento total del sistema de aislamiento debido al SMC, no debe ser menor que el 80% de D_{TM} , pudiendo usar D'_M en lugar de D_M

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Elementos estructurales sobre el sistema de aislamiento

Los elementos estructurales sobre el sistema de aislamiento deben ser diseñados usando los requerimientos para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas de un análisis dinámico reducidas por R_a .

Para el análisis modal espectral, la fuerza cortante de diseño en cualquier piso no debe ser menor a la fuerza de corte que resulta de la aplicación de fuerzas y un valor de V_b igual a la cortante basal obtenida por el procedimiento modal espectral en la dirección de interés.

Para el análisis tiempo-historia en estructuras regulares, el valor de V_b no debe ser tomado menor que el 80% de la fuerza cortante V_b obtenida por método estático y el valor de V_s no debe ser tomado menor que el 100% de la fuerza cortante mínima V_s obtenida por método estático.

Para el análisis tiempo-historia en estructuras irregulares, el valor de V_b no debe ser tomado menor que el 100% de la fuerza cortante V_b obtenida por método estático y el valor de V_s no debe ser tomado menor que el 100% de la fuerza cortante mínima V_s obtenida por método estático.

Escalamiento de resultados

Cuando la fuerza cortante lateral de los elementos estructurales, determinada usando los procedimientos modal espectral o tiempo-historia, es menor que lo mínimo, las fuerzas en los elementos de la estructura deben ser aumentadas proporcionalmente.

1.5.4.4. Límites de la deriva

La deriva máxima de entrepiso correspondiente al SMC y un factor de reducción $R_a=1$, debe cumplir con alguno de los siguientes límites:

- Con análisis modal espectral no debe exceder 0.0035. **(proyecto de norma peruana)**
- Con análisis tiempo-historia, considerando las características de fuerza-deformación no lineales de la interfaz de aislamiento, no debe exceder 0.005 **(proyecto de norma peruana)**

El límite en las derivas depende del tipo de análisis utilizado, y esto se debe probablemente a que un análisis tiempo historia se realiza considerando las propiedades no lineales de los aisladores sísmicos, por lo que podría aceptarse una deriva mayor que la obtenida con un análisis modal espectral.

1.5.5. Monitoreo, inspección y reemplazo

1.5.5.1. Monitoreo

Los proyectos de instituciones públicas aislados sísmicamente deben contar con un sistema de monitoreo de la actividad sísmica que incluya instrumentación a nivel del terreno, en la base del edificio sobre el nivel de aislamiento y en su nivel superior, con el fin de medir desplazamientos, aceleraciones u otras variables que el proyectista considere conveniente registrar durante la vida útil del edificio.

1.5.5.2. Inspección y Reemplazo

Se debe proveer acceso para la inspección y para el eventual remplazo de los componentes del sistema de aislamiento. La altura mínima efectiva del nivel de piso terminado a fondo de losa debe ser 1.5 m como mínimo.

EL proyectista debe efectuar las inspecciones antes de la conformidad final de la obra, luego de ello el propietario es responsable de mantener operativo el sistema de aislamiento. En esta inspección se debe revisar como mínimo lo siguiente:

- Las juntas de separación sísmicas.
- Las obstrucciones que impidan o limiten el desplazamiento del edificio.
- Las interferencias de instalaciones en la zona de interfaz de aislamiento que restrinjan desplazamiento del edificio o que después de su rotura puedan causar inoperatividad en la edificación.
- La implementación y funcionamiento del sistema de monitoreo instalado en la edificación.

- La correcta operatividad del sistema de protección contra el fuego instalado en la interfaz de aislamiento.
- En edificaciones sin sótanos, verificar que el ambiente destinado a inspección y reemplazo no sea usado como depósito de materiales u otro fin.
- La ausencia de material inflamable en la zona del sistema de aislamiento.

Después de la ocurrencia de un evento sísmico con intensidades de Mercalli mayores o iguales a 6, se debe realizar una inspección y elaborar un informe del estado del sistema de aislamiento sísmico.

1.6. HOSPITALES AISLADOS CONSTRUIDOS SOBRE SUELO FLEXIBLE

A la fecha, diversos hospitales han incluido en su diseño los sistemas de aislamiento sísmico. A continuación se detalla algunos de los hospitales que han sido construidos sobre suelo flexible.

1.6.1. Nuevo Hospital Regional de Pucallpa

El nuevo Hospital Regional de Pucallpa (ver Figura 1.6) se encuentra ubicado en el departamento de Ucayali, provincia de Coronel Portillo (zona sísmica 2) y está sobre un suelo flexible S3. A la fecha, este hospital está en proceso la construcción y no solo servirá a pacientes en Ucayali sino también a las regiones vecinas de Loreto, Huánuco y Pasco; limitando de este modo la necesidad de trasladar pacientes a Lima para recibir tratamiento.

Según Consorcio Pizzarotti (2018), el hospital tendrá 6 bloques aislados sísmicamente, los cuales son de 3 a 4 pisos. En la interfaz de aislamiento se han incluido 245 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y 41 deslizadores.



Figura 1.6: Nuevo Hospital Regional de Pucallpa

Fuente: Gobierno Regional de Ucayali

1.6.2. Hospital Bellavista

El hospital de Bellavista (ver Figura 1.7) se encuentra ubicado en el departamento de San Martín, provincia de Bellavista (zona sísmica 2) y está sobre un suelo flexible S3. Fue construido en 2016 y según Talavera (2017), el hospital tiene bloques aislados sísmicamente, los cuales son de 1 a 4 pisos. En la interfaz de aislamiento se han incluido 64 dispositivos entre elastoméricos con núcleo de plomo y deslizadores.



Figura 1.7: Hospital de Bellavista

Fuente: Diario Voces – Tarapoto. 13/03/2017

1.6.3. Hospital Tocache

El hospital Tocache (ver Figura 1.8) se encuentra ubicado en el departamento de San Martín, provincia de Tocache (zona sísmica 2) y está sobre un suelo flexible S3. Fue construido en 2015 y según Talavera (2017), el hospital tiene un bloque aislado sísmicamente. En la interfaz de aislamiento se han incluido 109 dispositivos entre elastoméricos con núcleo de plomo y deslizadores.



Figura 1.8: Hospital de Tocache

Fuente: Revista Perú Construye 20/10/216

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

2.1. CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN

El Hospital Regional Docente Materno Infantil “El Carmen” (ver Figura 2.1) está ubicado en la Av. Calmell del Solar 1448, en la ciudad de Huancayo, departamento de Junín.

La misión del hospital es brindar atención integral y especializada a la mujer en todas sus etapas de la vida, a los neonatos, niños y adolescentes con necesidades y problemas de salud, con calidad, calidez, equidad y eficacia; desarrollando docencia e investigación a nivel de la Región Junín.



Figura 2.1: Hospital “El Carmen”

Fuente: ANDINA/Difusión

2.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA

El hospital “El Carmen” consta de 4 módulos: 1a, 1b, 2a y 2b. Los módulos 1 (de 5 pisos) están conectados a los módulos 2 (de 6 pisos) mediante estructuras adicionales, como se observa en la Figura 2.2.

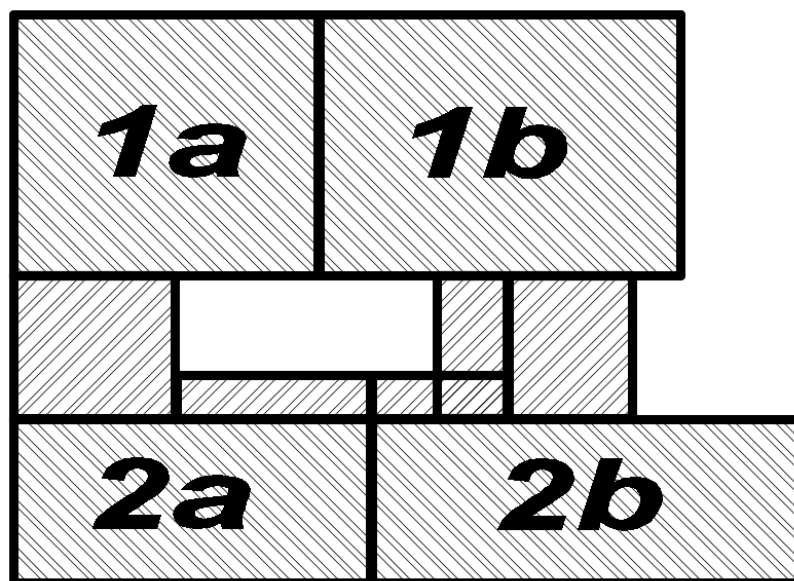


Figura 2.2: Distribución de módulos del Hospital “El Carmen”

Fuente: Consorcio “El Carmen II”

Se tomará como referencia la arquitectura del módulo 1a. Sin embargo, sólo se considerará 4 pisos de 4 m. de altura, haciendo un total de 16 m. Sus dimensiones en planta son: 34.05m x 29.35 m., con un perímetro de 126.80 m. y una área de 1,000 m² por cada piso.

En este módulo se encuentra: sala de ecografía, sala rayos X, sala de cuidados intensivos, pediatría, enfermería, habitaciones de internamiento, etc. Además, se tiene una escalera de uso público y dos ascensores de uso médico. En la Figura 2.3 se aprecia la distribución en planta del primer piso.

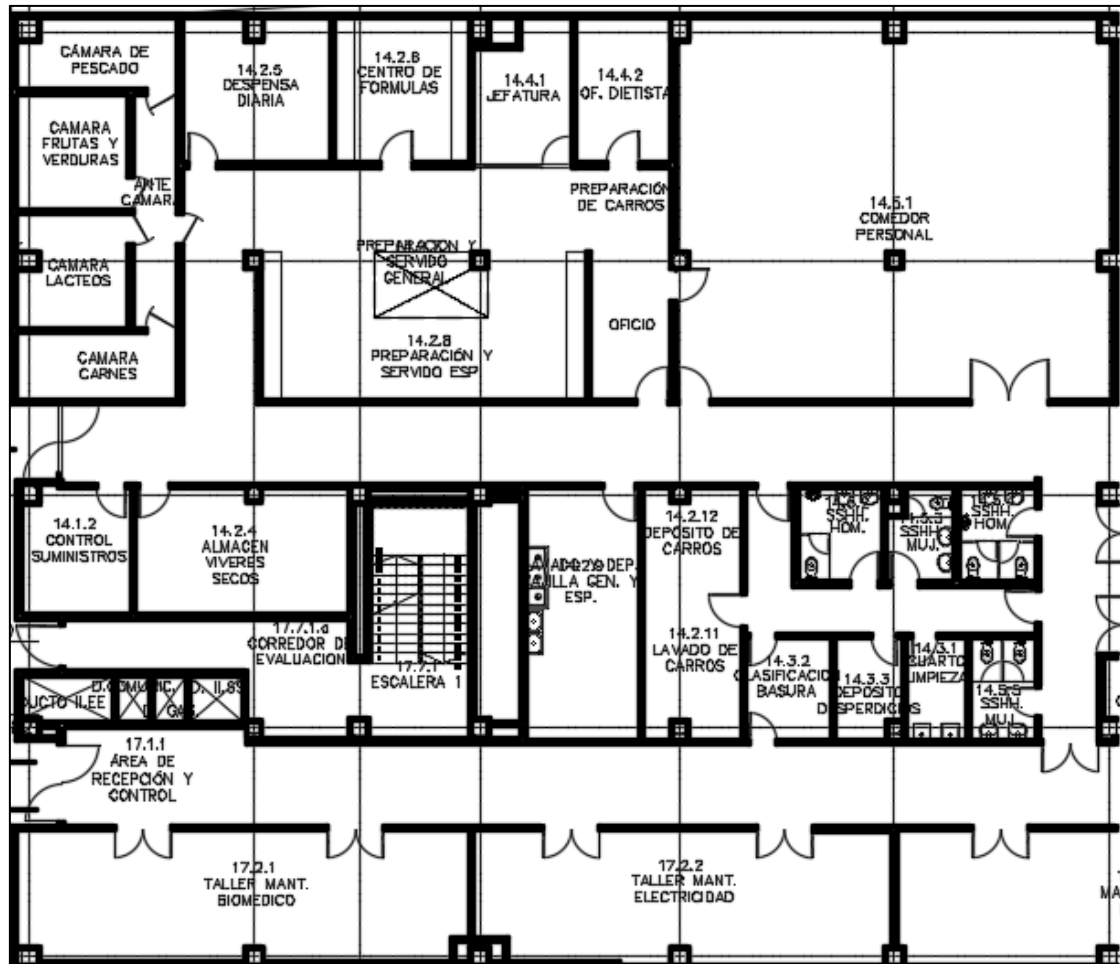


Figura 2.3: Arquitectura del 1° piso del módulo 1a del Hospital “El Carmen”

Fuente: Consorcio “El Carmen II”

2.3. MATERIALES EMPLEADOS

- **Concreto Armado:**

Resistencia a la compresión : $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo de Poisson : $\nu = 0.20$

Módulo de elasticidad : $E_c = 15,000\sqrt{280} = 251,000 \text{ kgf/cm}^2$

Peso específico : $\gamma = 2.40 \text{ tonf/m}^3$

- **Acero de Refuerzo:**

El acero de refuerzo para el concreto son barras de acero corrugado de Grado 60 que tienen las siguientes propiedades:

| | | |
|-----------------------|---|------------------------------------|
| Límite de fluencia | : | $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ |
| Módulo de elasticidad | : | $E_s = 2'000,000 \text{ kgf/cm}^2$ |
| Peso específico | : | $\gamma = 7.85 \text{ tonf/m}^3$ |

2.4. NORMAS EMPLEADAS

El análisis y diseño estructural se realizó según las siguientes normas, contenidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma Técnica de Edificación E-020 “CARGAS”.
- Norma Técnica de Edificación E-030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE”
- Norma Técnica de Edificación E-050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”.
- Norma Técnica de Edificación E-060 “CONCRETO ARMADO”.

También se consideraron las siguientes normas especializadas en aislamiento sísmico:

- Norma ASCE/SEI 7-16
- Proyecto de Norma Técnica: Aislamiento Sísmico

3. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

3.1. ESTRUCTURACIÓN

Según San Bartolomé (1998), la estructuración de un edificio consiste en tomar decisiones sobre la ubicación y características que deben tener los diferentes elementos estructurales, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil. La edificación en estudio se ha estructurado (como muestra la Figura 3.1) siguiendo los criterios de Blanco (1991), los cuales son: simetría, rigidez lateral, uniformidad y continuidad de elementos estructurales.

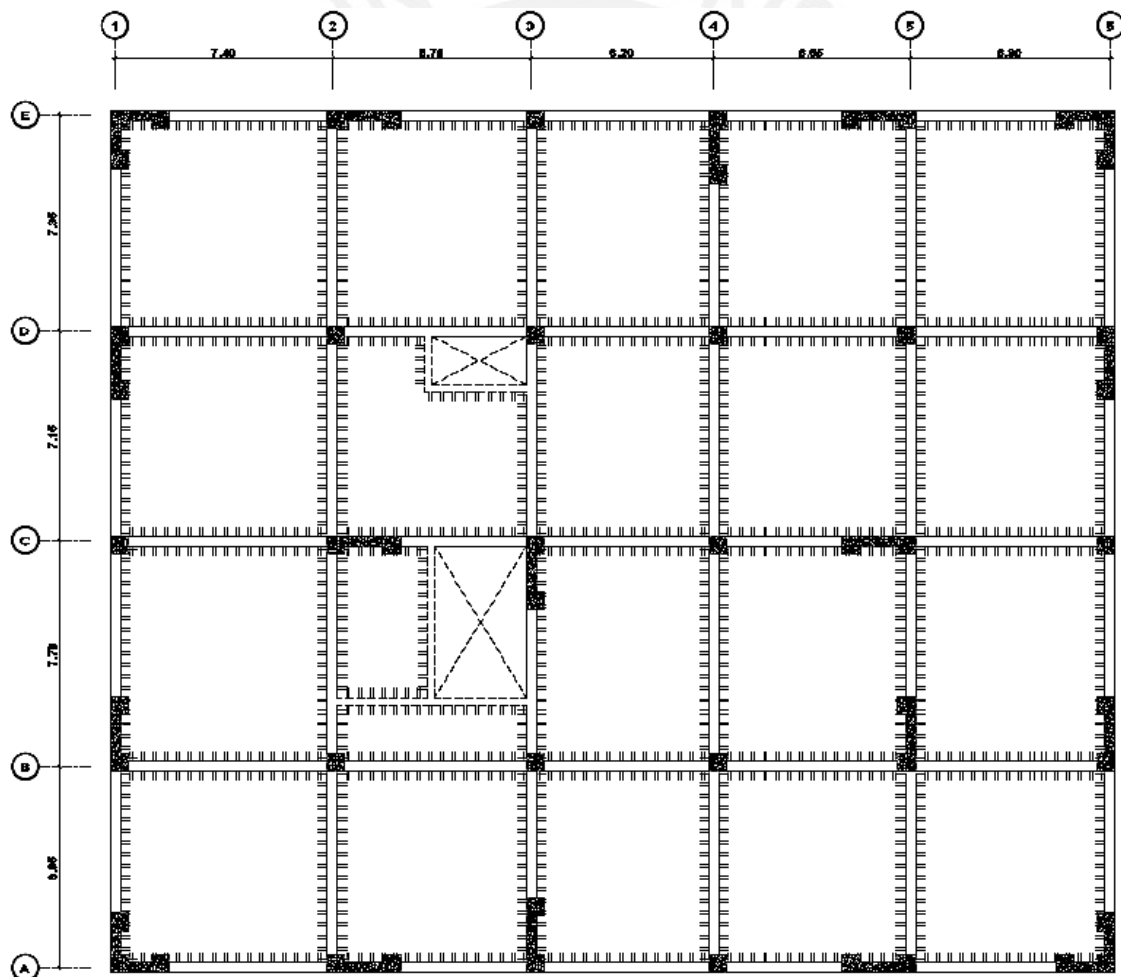


Figura 3.1: Estructuración de la edificación

3.1.1. Losas aligeradas en dos direcciones

Las losas son elementos estructurales que transmiten las cargas vivas y muertas a las columnas y muros estructurales del edificio. Son usadas como techo o piso, y como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo.

Las losas aligeradas son aquellas conformadas por viguetas intercaladas con ladrillos huecos cada cierta distancia, unidas por una losa maciza superior más delgada. Se ha escogido un sistema de losas aligeradas armadas en dos direcciones debido a que se tienen paños más o menos cuadrados de luces comprendidas entre 6 y 8 m. y de esta manera también lograr distribuir adecuadamente las cargas de gravedad sobre todas las vigas.

3.1.2. Vigas

Las vigas son elementos estructurales que trabajan fundamentalmente a flexión y fuerza cortante. Tienen la función de transmitir las cargas tributarias de las losas a las columnas y/o muros estructurales, así como también las cargas provenientes de las fuerzas laterales sísmicas.

Vigas peraltadas

Se ha colocado vigas peraltadas y ortogonales en planta, en cada extremo de la columna y/o placa (ver Figura 3.2), provocando que estas se unan entre sí y de esta manera se induzca al edificio a trabajar como un único cuerpo. Se recomienda que las vigas y losas no tengan grandes luces para así poder cumplir con los requisitos de deflexión.

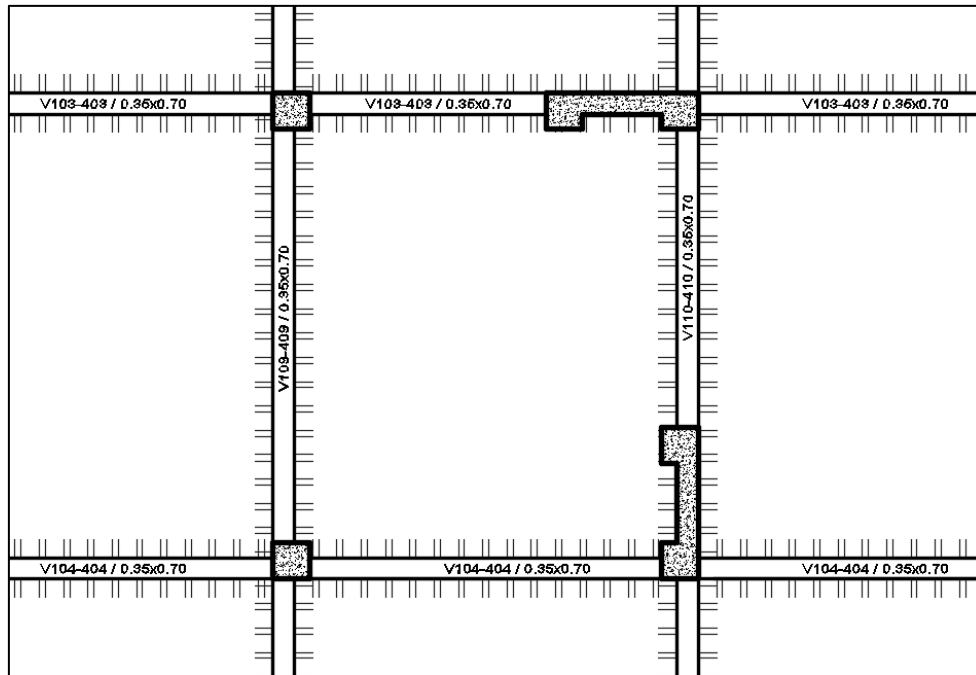


Figura 3.2: Estructuración de vigas peraltadas

Vigas chatas:

Se ha colocado vigas chatas para confinar los ductos. Por ello se colocaron alrededor de los ductos y de la zona de la escalera (ver Figura 3.3).

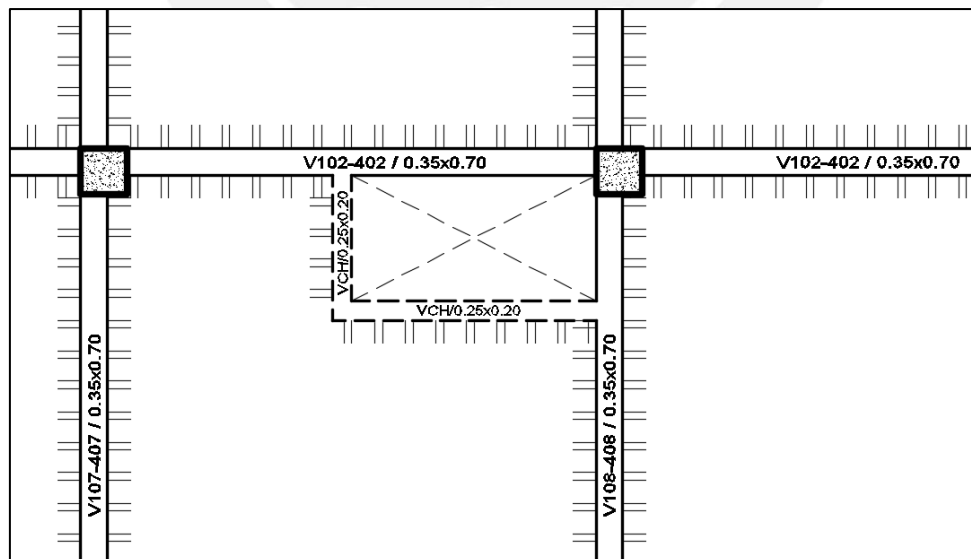


Figura 3.3: Estructuración de vigas chatas

3.1.3. Muros estructurales (placas) y columnas

Las placas tienen como finalidad tomar el mayor porcentaje de fuerza sísmica, a la vez que proveen a la estructura de rigidez lateral evitando desplazamientos excesivos, que pueden dañar a los elementos estructurales y no estructurales.

Se han colocado placas procurando no modificar la arquitectura, por lo tanto en los lugares donde no ha sido posible, se ha optado por reemplazarlas por columnas; generando a la vez un diseño económico. Además, se ha cumplido con la continuidad vertical de las placas y columnas desde la cimentación, para que de este modo se evite la irregularidad de piso blando.

Se ha buscado la simetría tanto en la distribución de masas como de rigideces, con una similar densidad de muros estructurales por dirección y con longitudes similares de muros, de tal manera que se eviten concentraciones de esfuerzos en alguno de ellos.

3.2. PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento se realizó en base a recomendaciones prácticas de la ingeniería, proponiendo dimensiones para cada tipo de elemento estructural que serán verificadas y modificadas (de ser necesario) hasta encontrar la sección más apropiada y un diseño final, bajo las solicitaciones de cargas más desfavorables.

Se mostrará el predimensionamiento tanto de elementos de la superestructura (losas aligeradas, vigas de techo, placas y columnas) como de elementos del sistema de aislamiento (losas macizas, vigas del nivel de base, capiteles y aisladores).

3.2.1. Elementos de la superestructura

3.2.1.1. Losas aligeradas en dos direcciones

Para el predimensionamiento del peralte de las losas aligeradas en dos direcciones se tomará la siguiente recomendación:

$$e = \frac{P}{130} \sim \frac{P}{100} \quad (\text{Ecuación 13})$$

Donde:

e = espesor de la losa aligerada en dos direcciones

P = perímetro del mayor paño de losa

Para el edificio en análisis, tenemos un perímetro $P = 2,900 \text{ cm}$, por lo tanto consideraremos:

$$e = \frac{2,900 \text{ cm.}}{130} \sim \frac{2,900 \text{ cm.}}{100} = 22 \text{ cm.} \sim 29 \text{ cm.} \approx 25 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, las losas aligeradas en dos direcciones serán de 25 cm de espesor.

3.2.1.2. Vigas de techo

Vigas Peralgadas

Para el predimensionamiento del peralte de las vigas se tomó la siguiente recomendación:

$$h = \frac{L}{12} \quad (\text{Ecuación 14})$$

Donde:

h = peralte de la viga (incluye el espesor de losa de techo o piso)

L = mayor luz de viga

El ancho se recomienda que esté comprendido entre $2h/3$ y $0.5 h$, y que este coincida con el espesor muros estructurales, teniendo en cuenta un ancho mínimo de 25 cm, el cual es recomendado por la norma para vigas peraltadas que forman parte de elementos sísmo resistentes. Por lo tanto, para el edificio en análisis con $L = 680$ cm, se tiene:

$$h = \frac{680 \text{ cm.}}{12} = 57 \text{ cm.} \approx 60 \text{ cm.}$$

Sin embargo, al realizar el análisis sísmico de la estructura se necesitó mayor rigidez lateral, por ello se aumentó peralte de las vigas a 70 cm.

Además tiene un ancho de viga de $b = 0.5 h = 0.5 (70) = 35$ cm; el cual también coincide con el espesor de los muros estructurales.

Por lo tanto, las vigas son de 35x70 cm en ambas direcciones. Es importante aclarar que estas dimensiones podrían ser cambiadas en el diseño, aumentando inicialmente el peralte o el $f'c$, y en última instancia el ancho.

El valor asumido para el peralte y la base nos permite también guardar una armonía con la arquitectura del edificio, así como también evita el congestionamiento del acero de refuerzo y la presencia de cangrejas.

Vigas Chatas

Las vigas chatas fueron consideradas con un ancho de 25 cm. y un peralte igual el espesor de la losa en la que estén embebidas. Así tenemos vigas chatas de 25 x 25 cm.

3.2.1.3. Columnas

Se consideraron columnas cuadradas, siendo su lado la raíz cuadrada del área predimensionada con las siguientes recomendaciones:

Columnas Centradas

$$\text{Área} = \frac{P (\text{servicio})}{0.45 f'c} = \frac{\text{Área trib. N}^\circ \text{pisos. } 1\text{tonf/m}^2}{0.45 f'c} \quad (\text{Ecuación 15})$$

Así se tiene que para nuestro edificio:

$$\text{Área columna} = \frac{(48.4 \text{ m}^2/\text{piso})(4 \text{ pisos})(1\text{tonf/m}^2) \cdot 10^3}{0.45 (280 \text{ kgf/cm}^2)} = 1,537 \text{ m}^2$$

|

Columnas Excéntricas y Esquinadas

$$\text{Área} = \frac{P (\text{servicio})}{0.35 f'c} = \frac{\text{Área trib. N}^\circ \text{pisos. } 1\text{tonf/m}^2}{0.35 f'c} \quad (\text{Ecuación 16})$$

Así se tiene que para nuestro edificio:

$$\text{Área columna} = \frac{(48.4 \text{ m}^2/\text{piso})(4 \text{ pisos})(1\text{tonf/m}^2) \cdot 10^3}{0.35 (280 \text{ kgf/cm}^2)} = 1,167 \text{ m}^2$$

Considerando la mayor área se obtuvieron columnas de 40x40 cm². Sin embargo, para una mayor rigidez de la estructura se aumentaron las dimensiones a 60x60 cm².

3.2.1.4. Muros Estructurales (Placas)

Para poder determinar la densidad de muros necesaria en cada una de las direcciones, se debe comparar la fuerza basal aproximada con la resistencia a fuerzas cortantes de los muros. Con los parámetros y requisitos generales del análisis sísmico de la edificación de base empotrada, se calculó la fuerza basal aproximada y con esto, la longitud de muro necesaria.

Para el peso del edificio se consideró un ratio aproximado de 1 ton/m², por tanto para los 1,000 m² de área construida por nivel, se obtuvo un peso aproximado de 4,000 tonf.

Los parámetros sísmicos dados por la norma E.030 para el caso más crítico y para la edificación de base empotrada son:

$$\begin{array}{lll} Z = 0.45 & C = 2.50 & R = 6.00 \\ U = 1.50 & S = 1.10 & P = 4,000 \text{ tonf} \end{array}$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P = \frac{(0.45)(1.50)(2.50)(1.10)}{6.00} (4,000) = 1,237.50 \text{ tonf}$$

Se debe verificar que: $V_u \leq \phi V_n$ (Ecuación 17)

Donde:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

Donde:

ϕ = factor de reducción para cortante = 0.85

V_n = resistencia nominal al corte del elemento

V_c = contribución del concreto a la resistencia al corte

V_s = contribución del acero a la resistencia al corte.

$f'c$ = resistencia a la compresión del concreto = 280 kgf/cm²

d = longitud efectiva de las placas = 0.8 L m.

b = espesor de la placa (asumimos $b = 0.35$ m.)

A_v = área del refuerzo (asumimos $\phi 1/2'' = 2 \times 1.27 = 2.54$ cm²)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero = 4,200 kgf/cm²

s = espaciamiento de estribos (asumimos $s = 0.20$ m.)

Así tenemos:

$$\phi V_n = 0.85 \left[0.53 \sqrt{280} (35) (0.8L) + (2.54) (4,200) \frac{0.8L}{20} \right] = 57.38L$$

Con $V_u = 1,237.50$ ton, verificamos que se necesita una longitud de muros en cada dirección de $L = 21.60$ m.

Longitud de muros en la dirección X = 23 m (OK).

Longitud de muros en la dirección Y = 28 m (OK).

Además de esto, el espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de $1/25$ de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral, ni menor de 15 cm. Con una altura $h = 4$ m., se tiene:

$$b \geq \frac{1}{25} \cdot h = \frac{1}{25} (4) = 16 \text{ cm} \quad \dots\dots (OK)$$

$$b \geq 15 \text{ cm} \quad \dots\dots (OK)$$

De esta manera se tiene que el espesor de 35 cm de los muros estructurales, cumple satisfactoriamente con los requisitos anteriores.

3.2.2. Elementos del sistema de aislamiento

3.2.2.1. Losas del nivel de base: macizas en dos direcciones

Para el predimensionamiento del peralte de las losas macizas se tomará las siguientes recomendaciones:

$$e = \frac{P}{180} \text{ ó } \frac{L}{40} \quad \text{(Ecuación 18)}$$

Donde:

e = espesor de la losa maciza

P = perímetro del mayor paño de losa

L = mayor luz del paño de losa

Para el edificio en análisis, tenemos un perímetro $P = 2,900 \text{ cm}$ y una luz de $L = 680 \text{ cm}$, por lo tanto consideraremos:

$$e = \frac{2,900 \text{ cm.}}{180} \text{ ó } \frac{680 \text{ cm.}}{40} = 16 \text{ cm. ó } 17 \text{ cm.} \approx 20 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, las losas macizas serán de 20 cm de espesor.

3.2.2.2. Vigas del nivel de base

Para el predimensionamiento del peralte de las vigas se tomó la siguiente recomendación:

$$h = \frac{L}{8} \quad (\text{Ecuación 19})$$

Donde:

h = peralte de la viga (incluye el espesor de losa del nivel de base)

L = mayor luz de viga

Para el edificio en análisis, tenemos: $L = 680 \text{ cm}$, por lo tanto consideraremos:

$$h = \frac{680}{8} = 85 \text{ cm.} \approx 90 \text{ cm.}$$

Además tiene un ancho de viga de $b = 0.45 h = 0.45 (90) = 40 \text{ cm}$. Por lo tanto, las vigas serán de 40x90cm, en ambas direcciones.

3.2.2.3. Capiteles:

Los capiteles son elementos que sirven para anclar el acero de refuerzo que proviene de los elementos verticales. Los capiteles tendrán un ancho de 90cm., una longitud que generalmente es igual a la longitud del elemento vertical que esté por encima más 15 cm de volado, y una altura de 1 m.

3.2.2.4. Aisladores

Se decidió colocar un aislador debajo de cada elemento vertical (placa o columna), en su centro geométrico. Para el predimensionamiento de estos aisladores, se consideró la capacidad de carga axial obtenida a partir de la combinación “1.25CM + 1.25CV + CS”. Sin embargo, se puede considerar que la “CS” es el 30% de la “CM” y así usar la combinación “1.55CM + 1.25CV”.

Debido a la regular distribución de los aisladores, se consideró un solo tipo de aisladores, tomándose la carga axial promedio a partir de la carga total de la estructura, como se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Carga axial de los aisladores

| | | |
|----------------------------------|---------------|--------------|
| CM (tonf) | Peso propio | 3,366 |
| | Muerta | 763 |
| CV (tonf) | Viva entepiso | 856 |
| | Viva techo | 92 |
| 1.55CM + 1.25CV | | 7,612 |
| N° aisladores | | 30 |
| Carga axial promedio (tonf) | | 254 |
| Carga axial promedio (KN) | | 2,500 |

Se consideró una carga axial en el aislador igual a 2,700 KN y con ello que ingresó en una tabla del catálogo de DIS para obtener las medidas y propiedades de cada aislador, las cuales se muestran a continuación y están acorde a la Figura 3.4.

Dimensiones del aislador

- Diámetro $D_i = 650 \text{ mm}$
- Altura $H = 205\text{-}308 \text{ mm}$ (Se tomará 30cm.)
- N° capas de caucho $N = 8\text{-}24$ capas
- Diámetro del plomo $D_L = 0 - 205 \text{ mm}$

Propiedades de diseño del aislador

- Rigidez post-fluencia $K_d = 0.5 - 3.5 \text{ KN/mm}$
- Resistencia característica $Q_d = 0 - 220 \text{ KN}$
- Rigidez a la compresión $K_v > 700 \text{ KN/mm}$

Dimensiones de la placa de soporte

- Lado y espesor $L = 700 \text{ mm}$ $t = 32 \text{ mm}$
- Orificios $8 \Phi 27 \text{ mm}$
- Separación de orificios $A = 50 \text{ mm}$ $B = 50 \text{ mm}$

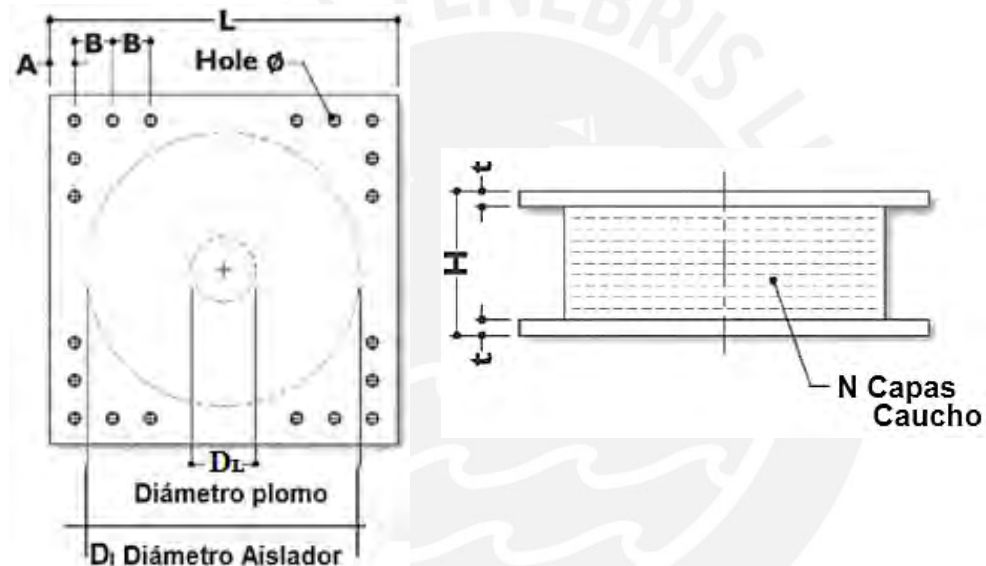


Figura 3.4: Dimensiones del aislador y de la placa de soporte

Fuente: Catálogo DIS

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1. MODELADO

El modelo se ha desarrollado en el programa ETABS, en donde las placas y losas han sido modeladas con elementos tipo shell; y las columnas y vigas modeladas con elementos tipo frame. A todos estos elementos se les ha asignado las propiedades y características de los materiales correspondientes (según lo especificado en el numeral 2.3).

En la modelación se ha considerado una distribución espacial de masa y rigidez de la estructura. La losa se ha considerado como un diafragma rígido con masas concentradas en su centro de masa y tres grados de libertad asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación alrededor del eje Z.

Primero se realizó el modelo de la edificación de base empotrada, considerando las dimensiones de los elementos de la superestructura, los cuales mostrados en el predimensionamiento (ver numeral 3.2.1). Las Figuras 4.1, 4.2 y 4.3 muestran respectivamente la vista tridimensional, la vista en planta y la vista en elevación del modelo generado para el edificio de base empotrada.

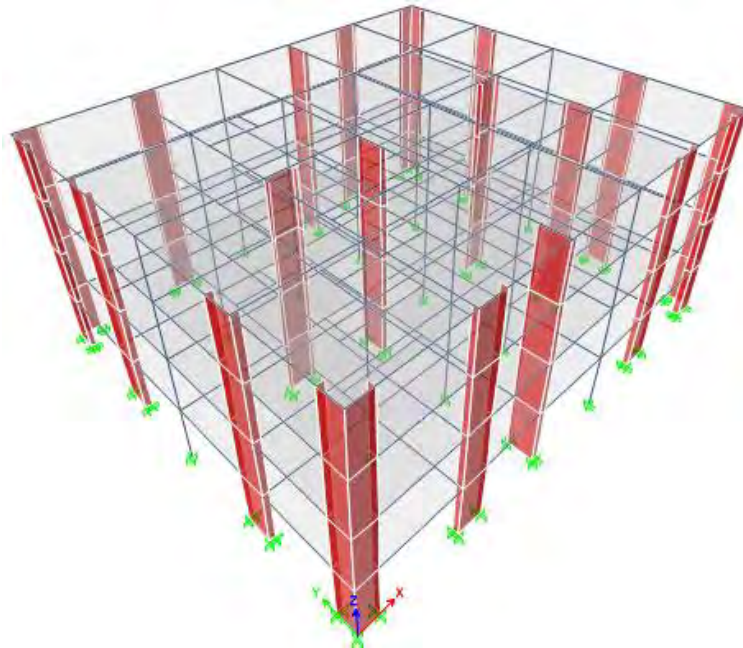


Figura 4.1: Modelo tridimensional del edificio de base empotrada

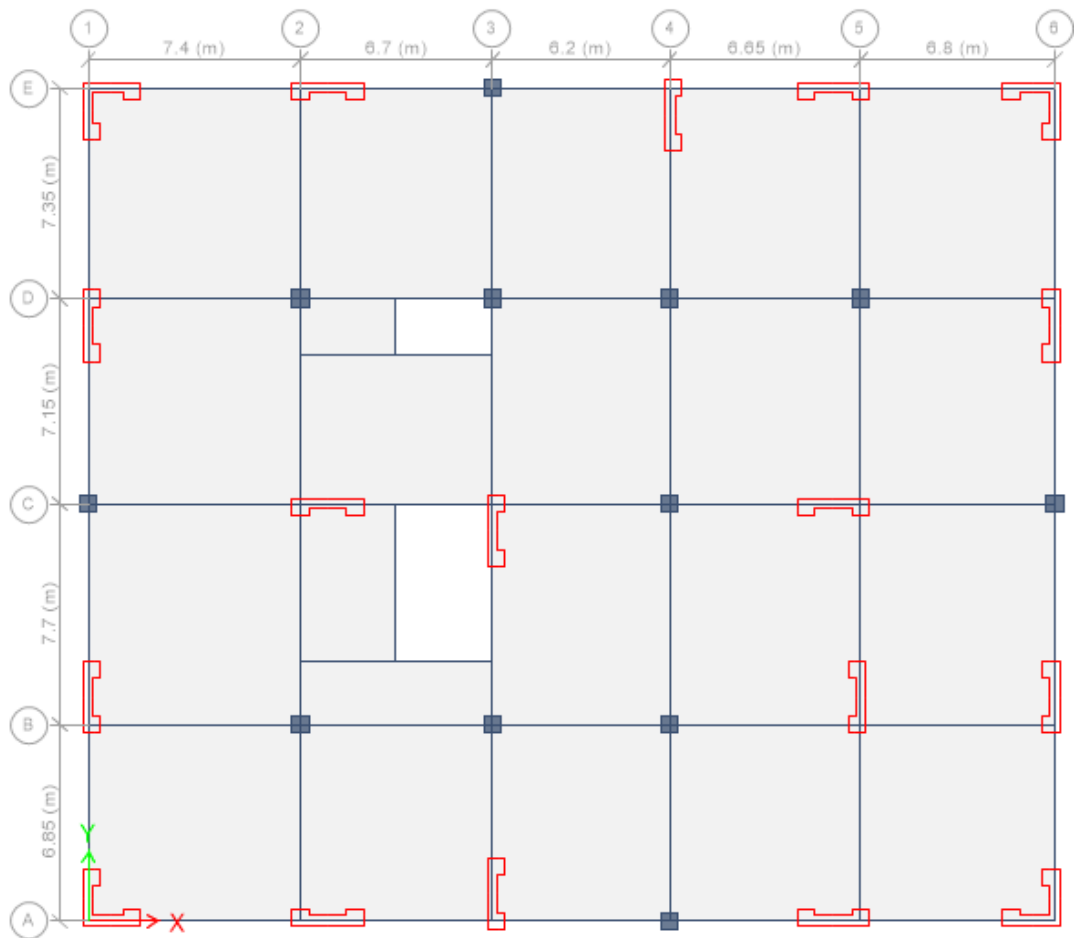


Figura 4.2: Vista en planta del nivel típico

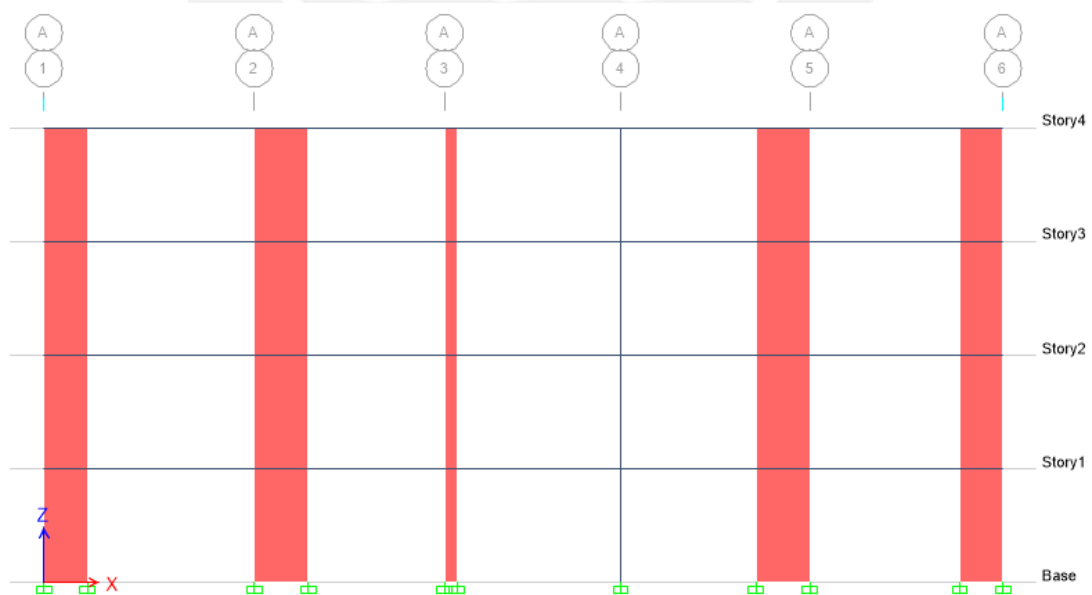


Figura 4.3: Vista en elevación del edificio de base empotrada

Luego se realizó el modelo de la edificación aislada, en el que consideró la misma superestructura del modelo de base empotrada, añadiéndose debajo de ella un nivel de base (que incluye: vigas y capiteles modelados como elementos tipo frame, y losas macizas modeladas como elementos tipo shell) y más por debajo, los aisladores (que fueron modelados como elementos tipo link verticales).

Es importante mencionar que a cada uno de estos elementos se le asignaron las dimensiones mostradas en el predimensionamiento (ver numeral 3.2.2) y las propiedades mencionadas en el numeral 2.3. Las Figuras 4.4, 4.5 y 4.6 muestran la vista tridimensional, la vista en planta y la vista en elevación del modelo generado para el edificio aislado.

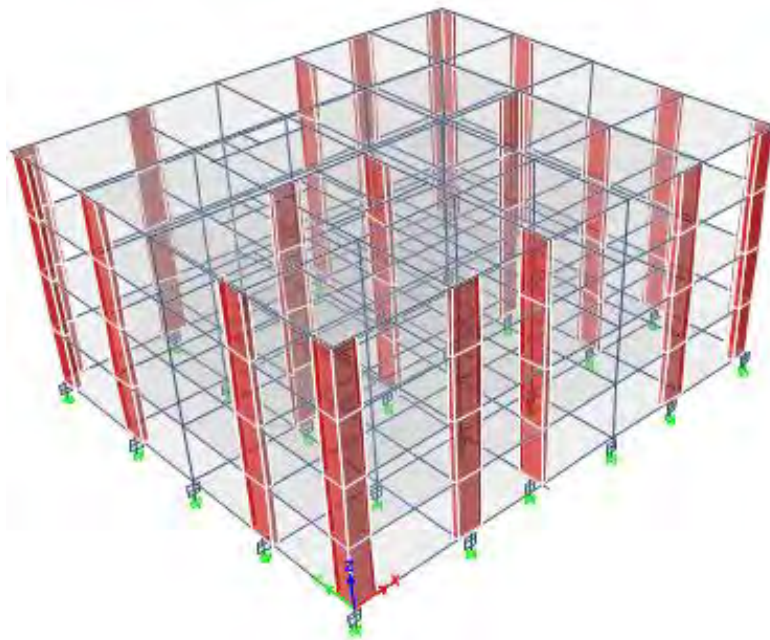


Figura 4.4: Modelo tridimensional del edificio aislado

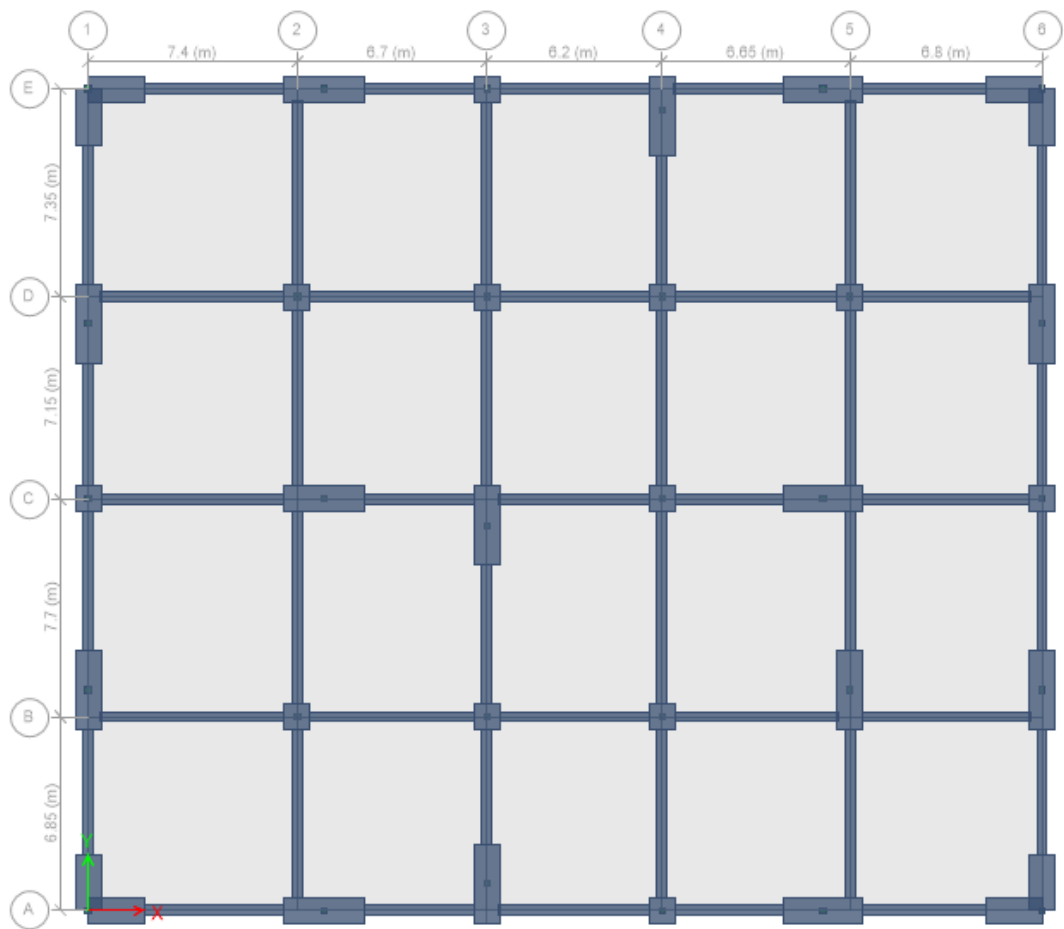


Figura 4.5: Vista en planta del nivel base

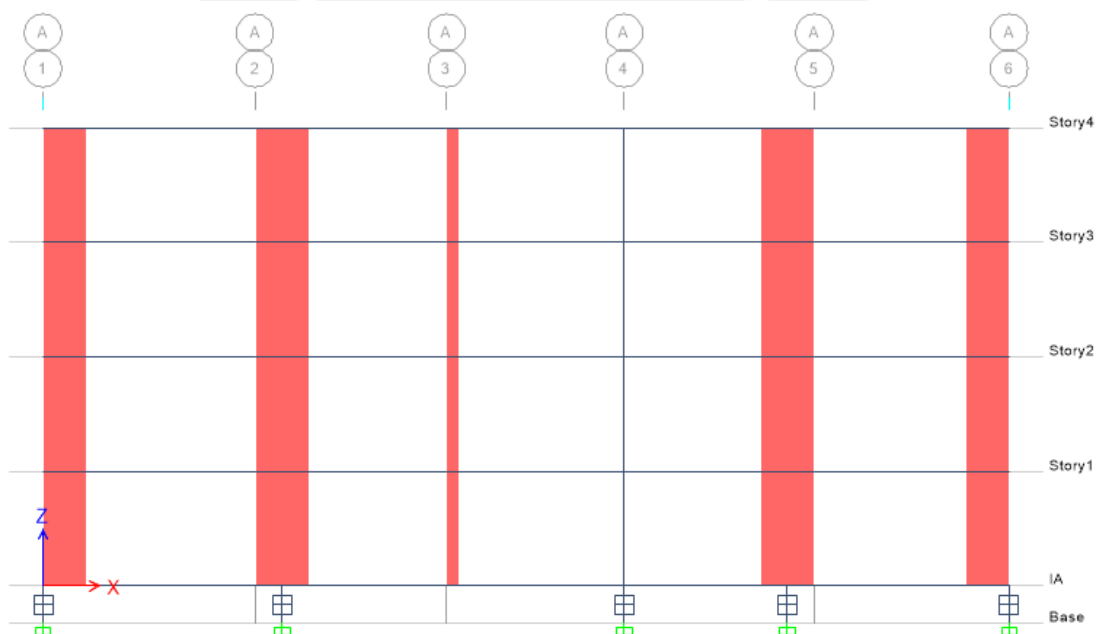


Figura 4.6: Vista en elevación del edificio aislado

NOTA: Es importante mencionar que todos los casos de estudio (los cuales se detallarán con precisión en el numeral 4.3), tendrán la misma estructura, es decir, los mismos elementos estructurales, tanto en la edificación de base empotrada como en la edificación aislada. Lo que marcará la diferencia entre los modelos de los distintos casos de estudio será:

- La sollicitación sísmica
- Características lineales y no lineales de los aisladores

4.2. CARGAS DE DISEÑO

4.2.1. Carga Muerta (CM)

Son las cargas de gravedad que actúan durante la vida útil de la estructura y son: el peso propio de los elementos estructurales (placas, columnas, vigas y losas) y el peso de los elementos que complementan la estructura como: acabados y tabiquería.

Se consideró las siguientes cargas muertas:

- Peso de acabados : 100 kgf/m²
- Peso de tabiquería : 140 kgf/m²
- Peso de losa aligerada en 2 direcciones : 396 kgf/m²
- Peso promedio de escalera : 750 kgf/m²

4.2.2. Carga Viva (CV)

Son las cargas gravitacionales de carácter movable que actúan esporádicamente y, son producidas por el uso y ocupación de la estructura. Está conformada por el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (NTE-E.020):

- Carga viva para uso HOSPITAL : 300 kgf/m²
- Carga viva para uso TECHO : 100 kgf/m²
- Carga viva para escalera : 400 kgf/m²

4.2.3. Carga de Sismo (CS)

Son cargas temporales generadas por la acción sísmica sobre la estructura, siguiendo los parámetros establecidos en la NTE E.030 – Diseño Sismorresistente.

4.3. CASOS DE ESTUDIO

El comportamiento estructural del módulo de hospital se evalúo considerando diferentes condiciones de suelo y zona sísmica. A continuación se mencionan los 3 casos de estudio.

- Caso Z4S3: Edificación ubicado en zona sísmica 4 y en suelo flexible S3.
- Caso Z2S3: Edificación ubicado en zona sísmica 2 y en suelo flexible S3.
- Caso Z4S1: Edificación ubicado en zona sísmica 4 y en suelo rígido S1.

Estos casos fueron elegidos debido a que sus factores ZS son lo más predominantes, tal y como se observará en la tabla de factores ZS del numeral 4.4, donde se profundiza las razones por las que estos casos fueron elegidos como casos de estudio.

En todos los casos, se usarán aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) por ser los más comerciales.

4.4. PARÁMETROS SÍSMICOS

Para cuantificar la carga sísmica, la norma E.030 se basa en parámetros específicos de la estructura en estudio. A continuación se identifican dichos parámetros y sus valores para realizar el análisis sísmico.

- Zonificación: Al hospital en estudio se le asignará las siguientes condiciones de zona sísmica:

Para **Zona 4** le corresponde $Z = 0.45$

Para **Zona 2** le corresponde $Z = 0.25$

En los casos de las edificaciones aisladas se considerará una factor de zonificación igual 1.5 veces el de un edificación de base empotrada, debido a que se analiza con el SMC.

- Condiciones Geotécnicas: Al hospital en estudio se le asignará las siguientes condiciones de suelo.

- **Perfil tipo S1: Suelo Rígido**

Para **Zona 4** le corresponde $S = 1.00$, $T_p = 0.4$ seg. y $T_L = 2.5$ seg.

- **Perfil tipo S3: Suelo Flexible**

Para **Zona 4** le corresponde $S = 1.10$, $T_p = 1.0$ seg. y $T_L = 1.6$ seg.

Para **Zona 2** le corresponde $S = 1.40$, $T_p = 1.0$ seg. y $T_L = 1.6$ seg.

- Factor ZS:

Es un parámetro importante para la elección de los casos de estudio. La Tabla 4.1 muestra el valor que toma este parámetro para todas las combinaciones de zonificación y suelo.

Tabla 4.1: Factor ZS

| Factor ZS | S1 | S2 | S3 |
|-----------|---------------|--------|---------------|
| Z4 | 0.6750 | 0.7095 | 0.7425 |
| Z3 | 0.5250 | 0.6045 | 0.6300 |
| Z2 | 0.3750 | 0.4500 | 0.5250 |
| Z1 | 0.1500 | 0.2400 | 0.3000 |

Como se puede observar, el caso más crítico corresponde al Z4S3. Luego, escogimos Z4S1 por ser el más común en Lima y para que se use como referencia. Y por último se eligió el Z2S3 porque en este caso se evaluará la necesidad de colocar aisladores ya que normativamente no es obligatorio.

- Factor de Amplificación Sísmica

Para edificios de base empotrada, este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural con respecto a la aceleración en el suelo. Estos valores son similares a los determinados con las ecuaciones 2, sólo que se diferencia por no tener el primer tramo, es decir se considera constante ($C=2.5$) hasta un periodo T_p .

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

T = Periodo fundamental de la estructura.

T_p = Periodo que define la plataforma del espectro de respuesta.

T_L = Periodo que define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante.

Para edificios aislados se usarán las ecuaciones N° 2, mencionadas en los criterios de análisis y diseño de edificaciones aisladas.

- Categoría de la Edificación

Las edificaciones de uso **HOSPITAL** pertenecientes a la **CATEGORÍA A1** son considerados como **EDIFICACIONES ESENCIALES**, por lo tanto su factor es **$U=1.5$** . Cuando el edificio sea considerado como aislado, el factor de zona sísmica Z es amplificado por 1.5, por lo que se le asignará un factor **$U=1.0$** para mantener la igualdad del producto ZU .

- Sistema Estructural

El edificio en estudio es de **MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO**, por lo tanto, le corresponde un factor **$R_o = 6$** , considerando que la estructura cumple con los requisitos de regularidad en altura y en planta. Cuando la edificación sea considerado como aislado, se le asignará un factor **$R_o = 1$** .

- Irregularidades

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y el factor de reducción de fuerza sísmica.

Los factores de irregularidad serán únicos en ambas direcciones de análisis. Se tomará el menor valor, tanto de los factores de irregularidades en altura (I_a) como de los factores de irregularidades en planta (I_p). Si la estructura no presenta irregularidades en altura o en planta, el factor de I_a o I_p será igual a 1.

Cuando la edificación es aislada, la estructura sobre el sistema de aislamiento debe ser calificada como regular o irregular. Para ello debe verificarse la existencia o no de los siguientes tipos de irregularidades:

- a) Irregularidad de rigidez - Piso Blando
- b) Irregularidad de resistencia - Piso Débil
- c) Irregularidad de rigidez extrema - Piso Blando
- d) Irregularidad extrema de resistencia - Piso Débil
- e) Irregularidad por discontinuidad extrema en los sistemas resistentes
- f) Irregularidad torsional extrema en planta.

En la Tabla 4.2 podemos notar que para el edificio aislado NO SE PERMITEN IRREGULARIDADES, pues pertenece a la categoría A1 y está ubicado en la zona 4 y 2.

Tabla 4.2: Categoría y regularidad de las edificaciones aisladas

| Categoría de la Edificación | Zona | Restricciones |
|-----------------------------|----------|---|
| A y B | 4 y 3 | No se permiten irregularidades extremas |
| | 2 y 1 | Sin restricciones |
| C | 4 | No se permiten irregularidades extremas |
| | 3, 2 y 1 | Sin restricciones |

Fuente: Proyecto de norma técnica: Aislamiento sísmico

La Tabla 4.3 muestra un resumen de los parámetros sísmicos considerados para cada uno de los casos de estudio.

Tabla 4.3: Parámetros Sísmicos

| Parámetros Sísmicos | Edificio de base empotrada | | | Edificio aislado | | |
|---------------------|----------------------------|-------|-------|------------------|-------|-------|
| | Z4S3 | Z2S3 | Z4S1 | Z4S3 | Z2S3 | Z4S1 |
| Z | 0.45 | 0.25 | 0.45 | 0.675 | 0.375 | 0.675 |
| U | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| S | 1.10 | 1.40 | 1.00 | 1.10 | 1.40 | 1.00 |
| T _p | 1.00 | 1.00 | 0.40 | 1.00 | 1.00 | 0.40 |
| T _L | 1.60 | 1.60 | 2.50 | 1.60 | 1.60 | 2.50 |
| R | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| ZS | 0.495 | 0.350 | 0.450 | 0.743 | 0.525 | 0.675 |
| ZU | 0.675 | 0.375 | 0.675 | 0.675 | 0.375 | 0.675 |

4.5. ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN DE BASE EMPOTRADA

El análisis de la edificación de base empotrada fue realizado debido a la consideración de que el control de derivas en esta edificación generaría un buen comportamiento cuando sea aislada. Además permite extraer resultados que serán posteriormente comparados con los obtenidos de la edificación aislada. Para cada una de las direcciones se utilizará el espectro inelástico de pseudo – aceleraciones definidas por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad (\text{Ecuación 20})$$

Los parámetros sísmicos correspondientes al sismo indicado en la norma E.030 fueron mostrados en la Tabla 4.3, siendo para todos los casos $U=1.5$ y $R=6$. Por lo que el espectro de pseudo-aceleraciones, considerando la edificación como REGULAR, queda definida como muestra la Figura 4.7.

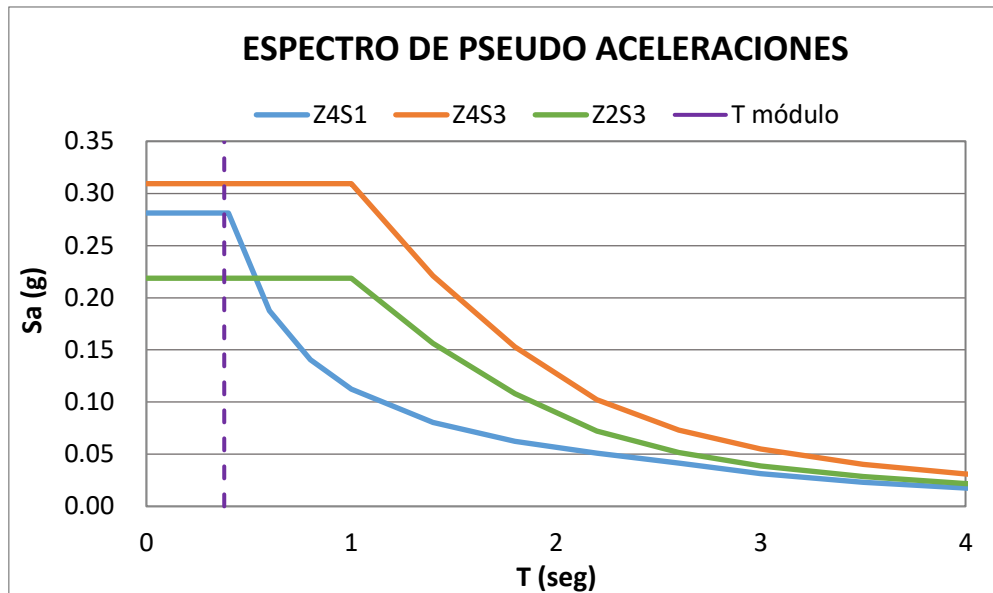


Figura 4.7: Espectro de pseudo aceleraciones ($R = 6$)

A continuación se muestran los resultados obtenidos, mediante el análisis modal espectral, para la edificación de base fija:

4.5.1. Masa de la Edificación

La masa de la edificación (M_s) se calculó considerando el 100% de la carga muerta y el 50% de carga viva, ya que es una edificación de categoría A. En la Tabla 4.4 se muestran los resultados.

Tabla 4.4: Masas en X e Y – Edificación de base empotrada

| Piso | Masa (tonf.s ² /m) |
|--------|----------------------------------|
| Piso 4 | 80.57 |
| Piso 3 | 119.74 |
| Piso 2 | 119.74 |

| | |
|------------------|---------------------|
| Piso 1 | 119.74 |
| Masa (Ms) | 439.79 |
| Peso (Ps) | 4,314.30 ton |

Debido a que el edificio de base empotrada constituye la superestructura de la edificación aislada, la masa Ms será conocida como masa de la superestructura.

4.5.2. Modos y período de vibración

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura (ver tabla N° 8).

Tabla 4.5: Modos y períodos– Edificación de base empotrada

| Modos | T (seg) | UX | UY | RZ |
|-------------|---------|---------------|---------------|---------------|
| 1 | 0.377 | 0.0014 | 0.7366 | 0.0006 |
| 2 | 0.370 | 0.7498 | 0.0014 | 0 |
| 3 | 0.278 | 0 | 0.0006 | 0.7369 |
| 4 | 0.094 | 0.1636 | 0 | 0 |
| 5 | 0.091 | 0 | 0.1749 | 0.0002 |
| 6 | 0.067 | 0 | 0.0002 | 0.1785 |
| 7 | 0.041 | 0.0609 | 0 | 0 |
| 8 | 0.039 | 0 | 0.0629 | 0.0001 |
| 9 | 0.030 | 0 | 0.0001 | 0.0627 |
| 10 | 0.024 | 0.0243 | 0 | 0 |
| 11 | 0.023 | 0 | 0.0233 | 0 |
| 12 | 0.018 | 0 | 0 | 0.0209 |
| SUMA | | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 |

En los 12 modos se ha logrado obtener 100% de masas participantes, siendo los períodos fundamentales de la edificación de base empotrada los siguientes:

- $T_x = 0.377$ seg.
- $T_y = 0.370$ seg.

4.5.3. Fuerza cortante en la base

Dado que la fuerza cortante basal dinámica es menor que el 80% de la fuerza cortante basal estática (ver tabla N° 9), **es necesario escalar** todos los resultados obtenidos, con excepción de los desplazamientos.

Tabla 4.6: Factor de escala

| Cortantes en la base | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|-------------------------|--------------|--------------|------------|------------|------------|------------|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| V. est. (tonf) | 1,334 | 1,334 | 943 | 943 | 1,213 | 1,213 |
| 0.8 V. est.(tonf) | 1,067 | 1,067 | 755 | 755 | 970 | 970 |
| V. din. (tonf) | 1,031 | 1,018 | 729 | 720 | 937 | 925 |
| Factor de escala | 1.035 | 1.049 | 1.035 | 1.049 | 1.035 | 1.049 |

4.5.4. Desplazamientos y derivas de entrepiso

La respuesta máxima se estimará mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo de vibración. Los desplazamientos y las derivas se calcularon multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas (ver Tablas 4.7 y 4.8).

Tabla 4.7: Desplazamientos inelásticos (mm)

| Piso | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|--------|------|----|------|----|------|----|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| Piso 4 | 66 | 71 | 47 | 50 | 60 | 65 |
| Piso 3 | 48 | 51 | 34 | 36 | 44 | 46 |
| Piso 2 | 28 | 29 | 20 | 21 | 26 | 26 |
| Piso 1 | 9 | 9 | 7 | 7 | 8 | 9 |

Tabla 4.8: Derivas de entrepiso

| Piso | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|--------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| Piso 4 | 0.0044 | 0.0051 | 0.0031 | 0.0036 | 0.0040 | 0.0046 |
| Piso 3 | 0.0051 | 0.0055 | 0.0036 | 0.0039 | 0.0046 | 0.0050 |
| Piso 2 | 0.0048 | 0.0049 | 0.0034 | 0.0035 | 0.0043 | 0.0045 |
| Piso 1 | 0.0023 | 0.0023 | 0.0017 | 0.0017 | 0.0021 | 0.0021 |

4.6. ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN CON AISLAMIENTO SÍSMICO

4.6.1. Análisis de Fuerzas Equivalentes

Se recomienda realizar un análisis de fuerzas equivalentes (conocido como análisis estático) para toda estructura aislada, obteniéndose de esta forma un enfoque preliminar que establece un nivel mínimo de fuerzas y desplazamientos antes de utilizar el análisis dinámico. Este análisis está basado en el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con una rigidez efectiva del nivel de aislamiento (Korswagen et al, 2012).

El procedimiento realizado para el análisis de un edificio aislado consiste en el cálculo de algunos de sus parámetros a partir de los obtenidos en el edificio de base empotrada, entre ellos se mencionan:

- Período de edificación de base empotrada $T = 0.377 \text{ seg.}$
- Masa de la superestructura $M_s = 439.79 \text{ tonf. s}^2/\text{m}$
 $P_s = 4,314.30 \text{ tonf}$
- Masa del nivel de base $M_b = 92.12 \text{ tonf. s}^2/\text{m}$
 $P_b = 903.70 \text{ tonf}$
- Masa total $M_t = 531.91 \text{ tonf. s}^2/\text{m}$
 $P_t = 5,218.00 \text{ tonf}$
- Número de aisladores $N = 30 \text{ aisladores}$

Como referencia, se muestra el procedimiento a seguir para el caso Z4S3.

1ro. Establecer un periodo objetivo T_M (donde $T_M > 3T$) y una razón amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento β_M . Siendo $T_M = 2.25 \text{ seg.}$ y $\beta_M = 15 \%$

2do. Calcular la rigidez efectiva del sistema de aislamiento K_M , despejando la ecuación 5

$$K_M = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot M_t}{T_M^2} = \frac{4 \cdot \pi^2 (531.91)}{(2.25)^2} = 4,147.93 \text{ tonf/m}$$

3ro. Calcular el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento C_M , usando la siguiente expresión de dinámica.

$$C_M = 2 \cdot \beta_M \cdot \sqrt{K_M \cdot M_t}$$

$$C_M = 2(0.15)\sqrt{(4,147.93)(531.91)} = 445.61 \text{ tonf. s/m}$$

4to. Calcular las propiedades lineales de cada aislador Keff y Ceff.

$$K_{\text{eff}} = \frac{K_M}{N} = \frac{4,147.93}{30} = 138.26 \text{ tonf/m}$$

$$C_{\text{eff}} = \frac{C_M}{N} = \frac{445.61}{30} = 14.85 \text{ tonf. s/m}$$

5to. Calcular el factor de amortiguamiento B_M , usando la ecuación 4.

$$B_M = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(15)} = 1.38$$

6to. Calcular el desplazamiento traslacional D_M , usando la ecuación 3.

$$D_M = \frac{S_{a_M} \cdot T_M^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_M} = \frac{5.755 (2.25)^2}{4 \cdot \pi^2 (1.38)} = 0.54 \text{ m}$$

7to. Calcular el desplazamiento total D_{TM} , usando la ecuación 6.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{p_T} \right) \left(\frac{12 e}{b^2 + d^2} \right) \right]$$

Donde:

$$b = 29.35 \text{ m}$$

$$d = 34.05 \text{ m}$$

Para dirección X

$$y = 14.76 \text{ m}$$

$$e = 1.47 \text{ m}$$

$$p_T = \frac{2.290}{2.158} = 1.06$$

Para dirección Y

$$y = 17.23 \text{ m}$$

$$e = 1.79 \text{ m}$$

$$p_T = \frac{2.296}{2.158} = 1.06$$

Así se tiene:

$$D_{TMx} = 0.54 \left[1 + \left(\frac{14.76}{1.06} \right) \left(\frac{12 (1.47)}{29.35^2 + 34.05^2} \right) \right] = 598 \text{ mm.}$$

$$D_{TMy} = 0.54 \left[1 + \left(\frac{17.23}{1.06} \right) \left(\frac{12 (1.79)}{29.35^2 + 34.05^2} \right) \right] = 623 \text{ mm.}$$

8vo. Calcular la cortante del sistema de aislamiento y subestructura V_b , usando la ecuación 7.

$$V_b = K_M \cdot D_M = (4,147.93)(0.54) = 2,226 \text{ tonf}$$

9no. Calcular la cortante de la superestructura sin reducir V_{st} , usando la ecuación 9.

$$V_{st} = V_b \cdot \left(\frac{P_s}{P_t} \right)^{(1-2.5 \beta_M)}$$

$$V_{st} = 2,225.62 \left(\frac{4,314.30}{5,218.00} \right)^{(1-2.5 (0.15))} = 1,976 \text{ tonf}$$

10mo. Calcular la cortante de diseño de la superestructura V_s .

Para ello, es necesario calcular el coeficiente de reducción sísmica, el cual está definido en el numeral 1.5.3.4.

$$R_a = \frac{3}{8} R_0 = \frac{3}{8} (6) = 2$$

Con ello y usando la ecuación 8, se obtiene la cortante V_s .

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} = \frac{1,976.19}{2} = 988 \text{ tonf}$$

Luego, se debe calcular la cortante $V_{s \text{ min}}$, la cual está definida en el numeral 1.5.3.4.

$$V_{s \text{ min}} = \frac{Z \cdot U \cdot S}{R_0} \cdot \frac{2.5 (T_P)(T_L)}{T_M^2} \cdot P_s \quad \text{para } T_M > T_L$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{0.45(1.5)(1.1)}{6} \cdot \frac{2.5 (1.0)(1.6)}{2.25^2} (4,314.29) = 422 \text{ tonf}$$

Por lo tanto, la fuerza cortante de diseño es: $V_s = 988 \text{ tonf}$

En la Tabla 4.9 se muestran los resultados del análisis de fuerzas equivalentes para todos casos de estudio.

Tabla 4.9: Resultados del análisis de fuerzas equivalentes

| CASOS | Z4S3 | Z2S3 | Z4S1 |
|----------------------|-----------|-----------|-----------|
| T_M (seg) | 2.25 | 2.25 | 2.25 |
| β_M (%) | 15 | 15 | 15 |
| K_M (tonf/m) | 4,147.93 | 4,147.93 | 4,147.93 |
| C_M (tonf.s/m) | 445.61 | 445.61 | 445.61 |
| K_{eff} (tonf/m) | 138.26 | 138.26 | 138.26 |
| C_{eff} (tonf.s/m) | 14.85 | 14.85 | 14.85 |
| D_M (mm) | 537 | 379 | 274 |
| D_{TM} (mm) X e Y | 598 y 623 | 423 y 441 | 306 y 319 |
| V_b (tonf) | 2,226 | 1,574 | 1,138 |
| V_{st} (tonf) | 1,976 | 1,397 | 1,011 |
| V_s (tonf) | 988 | 699 | 505 |

4.6.2. Análisis de Modal Espectral

Para cada una de las direcciones se utilizará el espectro inelástico de pseudo – aceleraciones definido por la ecuación 1, la cual se muestra a continuación.

$$S_a = 1.5 Z U C S g$$

Los parámetros sísmicos correspondientes al SMC fueron mostrados en la Tabla 4.3, siendo para todos los casos $U=1$ y $R=1$. El espectro de pseudo-aceleraciones, considerando la edificación como REGULAR, queda definida como muestra la Figura 4.8.

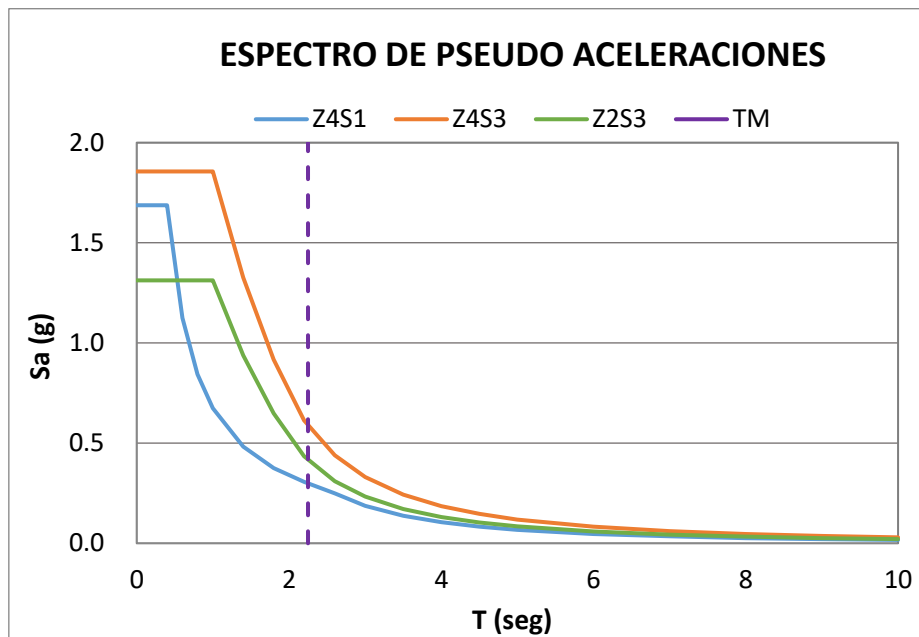


Figura 4.8: Espectro de pseudo aceleraciones (SMC)

Es importante destacar que para obtener desplazamientos y derivas de entrepiso, mediante el análisis modal espectral de la edificación aislada, se consideró una combinación direccional: 100% en la dirección de análisis + 30% en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. Sin embargo, para la toma de datos de otros parámetros de interés se utilizó el 100% en la dirección de análisis.

El análisis modal espectral se realizó considerando las propiedades lineales de los aisladores (Keff y Ceff) en la definición del link “Aislador” en Etabs. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

4.6.2.1. Masa de la Edificación

La masa de la edificación (M_s) se calculó considerando el 100% de la carga muerta y el 50% de carga viva, ya que es una edificación de categoría A. En la Tabla 4.10 se muestran los resultados.

Tabla 4.10: Masas en X e Y – Edificación aislada

| Piso | Masa (tonf.s ² /m) |
|--------------------------------|----------------------------------|
| Piso 4 | 80.57 |
| Piso 3 | 119.74 |
| Piso 2 | 119.74 |
| Piso 1 | 119.74 |
| IA | 92.12 |
| Masa (M_s) | 439.79 |
| Masa (M_b) | 92.12 |

4.6.2.2. Modos y período de vibración

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura (ver Tabla 4.11).

Tabla 4.11: Modos y periodos – Edificación aislada

| Modos | T (seg) | UX | UY | RZ |
|-------------|---------|---------------|---------------|---------------|
| 1 | 2.296 | 0.0006 | 0.9988 | 0 |
| 2 | 2.290 | 0.9975 | 0.0006 | 0.0015 |
| 3 | 2.158 | 0.0015 | 0 | 0.9982 |
| 4 | 0.288 | 0 | 0.0006 | 0 |
| 5 | 0.267 | 0.0004 | 0 | 0 |
| 6 | 0.224 | 0 | 0 | 0.0003 |
| SUMA | | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 |

En los 6 modos se ha logrado obtener 100% de masas participantes, siendo los períodos fundamentales de la estructura aislada los siguientes: $T_x = 2.296$ seg. y $T_y = 2.290$ seg.

4.6.2.3. Carga Axial

La carga axial máxima ($P_{\text{máx}}$) sobre el aislador se calculó con la combinación: $P_{\text{muerta}} + 0.5P_{\text{viva}} \pm P_{\text{sismo}}$. En la Tabla 4.12 se muestran los resultados.

Tabla 4.12: Carga axial máxima – análisis modal espectral

| Cortantes | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|-------------------------|------|-----|------|-----|------|-----|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| $P_{\text{máx}}$ (tonf) | 343 | 352 | 315 | 329 | 302 | 313 |

4.6.2.4. Fuerzas cortantes V_b y V_s

Dado que las fuerzas cortantes V_b y V_s son menores que las mínimas (ver Tabla 4.13), **es necesario escalar** todos los resultados obtenidos, con excepción de los desplazamientos.

Tabla 4.13: Fuerzas cortantes – análisis modal espectral

| Fuerzas cortantes | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|----------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| V_b (tonf) | 1,994 | 1,989 | 1,410 | 1,406 | 1,020 | 1,019 |
| V_b min (tonf) | 2,003 | 2,003 | 1,416 | 1,416 | 1,024 | 1,024 |
| V_b diseño (tonf) | 2,003 | 2,003 | 1,416 | 1,416 | 1,024 | 1,024 |
| Factor escala | 1.005 | 1.007 | 1.005 | 1.007 | 1.004 | 1.005 |
| V_{st} (tonf) | 1,660 | 1,658 | 1,174 | 1,172 | 850 | 850 |
| V_s (tonf) | 830 | 829 | 587 | 586 | 425 | 425 |
| V_s min (tonf) | 885 | 883 | 626 | 624 | 453 | 453 |
| V_s diseño (tonf) | 885 | 883 | 626 | 624 | 453 | 453 |
| Factor escala | 1.066 | 1.065 | 1.066 | 1.065 | 1.065 | 1.064 |

4.6.2.5. Desplazamientos y derivas de entrepiso

La respuesta máxima se estimará mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo de vibración. Los desplazamientos y las derivas se calcularon multiplicando por $R_a = 1$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico (ver Tablas 4.13 y 4.14).

Tabla 4.14: Desplazamientos (mm) – análisis modal espectral

| | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|-----------------|-------------|----------|-------------|----------|-------------|----------|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| D _M | 481 | 480 | 340 | 339 | 246 | 246 |
| D _{TM} | 482 | 480 | 341 | 340 | 247 | 246 |
| D azotea | 512 | 516 | 362 | 365 | 262 | 265 |

Tabla 4.15: Derivas de entrepiso – análisis modal espectral

| Piso | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|-------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| Piso 4 | 0.0014 | 0.0018 | 0.0010 | 0.0013 | 0.0007 | 0.0009 |
| Piso 3 | 0.0018 | 0.0022 | 0.0013 | 0.0016 | 0.0009 | 0.0011 |
| Piso 2 | 0.0022 | 0.0026 | 0.0016 | 0.0018 | 0.0011 | 0.0013 |
| Piso 1 | 0.0023 | 0.0027 | 0.0017 | 0.0019 | 0.0012 | 0.0014 |

4.6.3. Análisis Tiempo – Historia

Selección de registros sísmicos

Para realizar el análisis tiempo – historia de la edificación aislada, se consideraron siete registros sísmicos, cada uno con dos componentes horizontales de aceleración. Estos registros fueron elegidos según los siguientes criterios:

- Tipo de sismo: Se eligió aquellos sismos generados por el fenómeno de Subducción, por ello se eligió principalmente sismos de Perú y Chile.
- Aceleración máxima: De preferencia se eligió sismos de alta magnitud (con aceleración del suelo cercana a 1g)
- Periodo de suelo: este parámetro definió el tipo de suelo:
 Suelo S1: $T_s < 0.40$ seg
 Suelo S3: $T_s > 0.40$ seg.

A continuación se muestran dos grupos de registros sísmicos: el primero se usará para el caso de suelo rígido S1 (ver Tabla 4.16) y el segundo, para los casos de suelo flexible S3 (ver Tabla 4.17). Asimismo, las Figuras del 4.9 al 4.22 muestran los acelerogramas de cada par de registros elegidos.

Tabla 4.16: Registros sísmicos seleccionados para el Suelo Rígido S1

| País | Sismo | Fecha | Estación | Magnitud | Comp. sismo | Aceleración máxima (g) | Periodo predom. (seg) | Tipo suelo | Step (seg) | # Puntos | Duración (seg) |
|-------|---------------|------------|--------------|----------|-------------|------------------------|-----------------------|------------|------------|----------|----------------|
| Chile | Maule2010 | 27/02/2010 | Angol | 8.8 | 1 | 0.697 | 0.180 | S1 | 0.010 | 18,001 | 180.000 |
| | | | | | 2 | 0.934 | 0.180 | | | | |
| Chile | Maule2010 | 27/02/2010 | Constitución | 8.8 | 1 | 0.538 | 0.400 | S1 | 0.005 | 28,657 | 143.280 |
| | | | | | 3 | 0.626 | 0.240 | | | | |
| Chile | Maule2010 | 27/02/2010 | Curicó | 8.8 | 1 | 0.474 | 0.160 | S1 | 0.010 | 18,001 | 180.000 |
| | | | | | 3 | 0.413 | 0.260 | | | | |
| Chile | Maule2010 | 27/02/2010 | Hualañé | 8.8 | 1 | 0.382 | 0.240 | S1 | 0.005 | 28,811 | 144.050 |
| | | | | | 3 | 0.451 | 0.140 | | | | |
| Chile | Maule2010 | 27/02/2010 | Llolleo | 8.8 | 1 | 0.325 | 0.140 | S1 | 0.005 | 24,923 | 124.610 |
| | | | | | 3 | 0.557 | 0.260 | | | | |
| Chile | Maule2010 | 27/02/2010 | Talca | 8.8 | 1 | 0.471 | 0.160 | S1 | 0.005 | 29,608 | 148.035 |
| | | | | | 3 | 0.415 | 0.200 | | | | |
| Chile | Tocopilla2007 | 14/11/2007 | Tocopilla | 7.7 | 1 | 0.502 | 0.120 | S1 | 0.005 | 14,181 | 70.900 |
| | | | | | 3 | 0.593 | 0.160 | | | | |

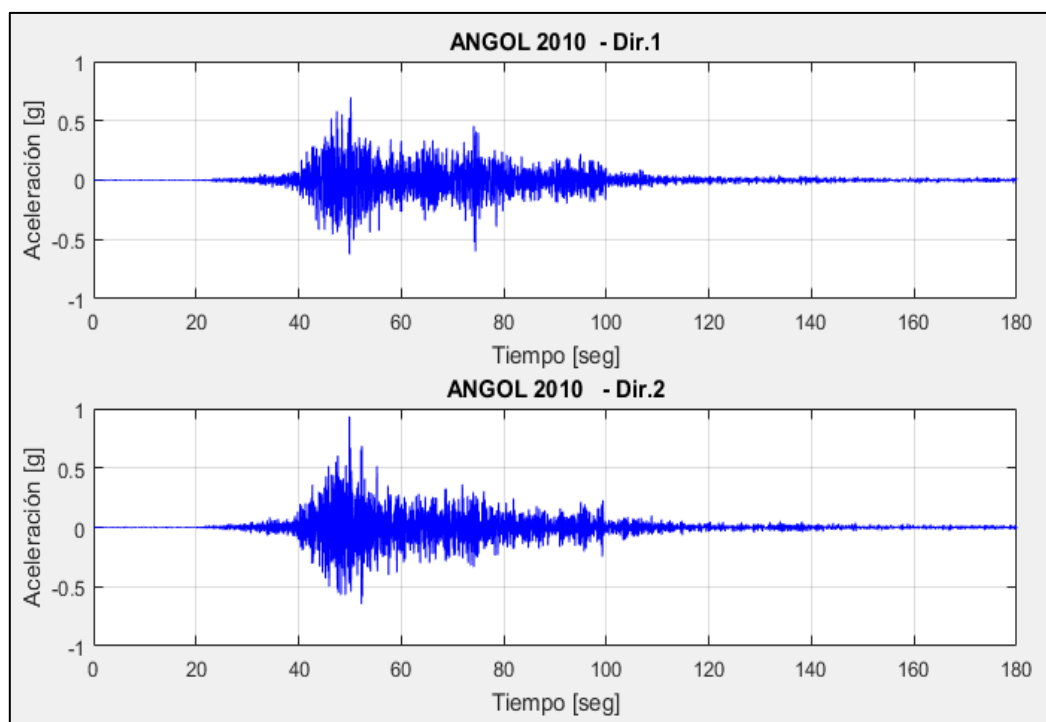


Figura 4.9: Sismo de Angol (2010)

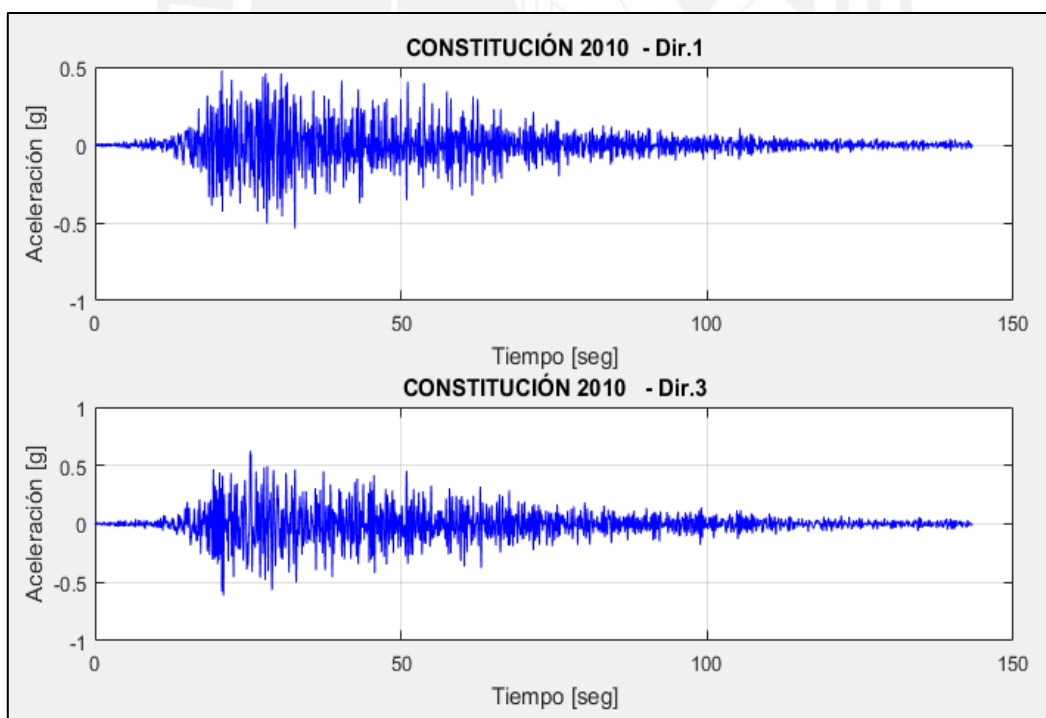


Figura 4.10: Sismo de Constitución (2010)

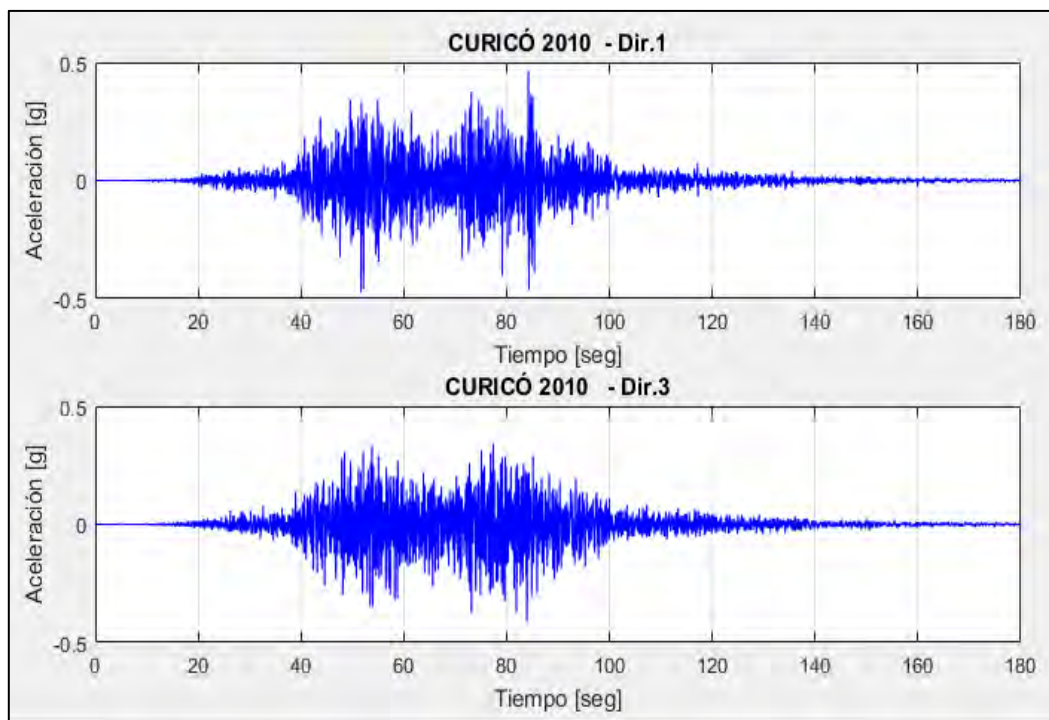


Figura 4.11: Sismo de Curicó (2010)

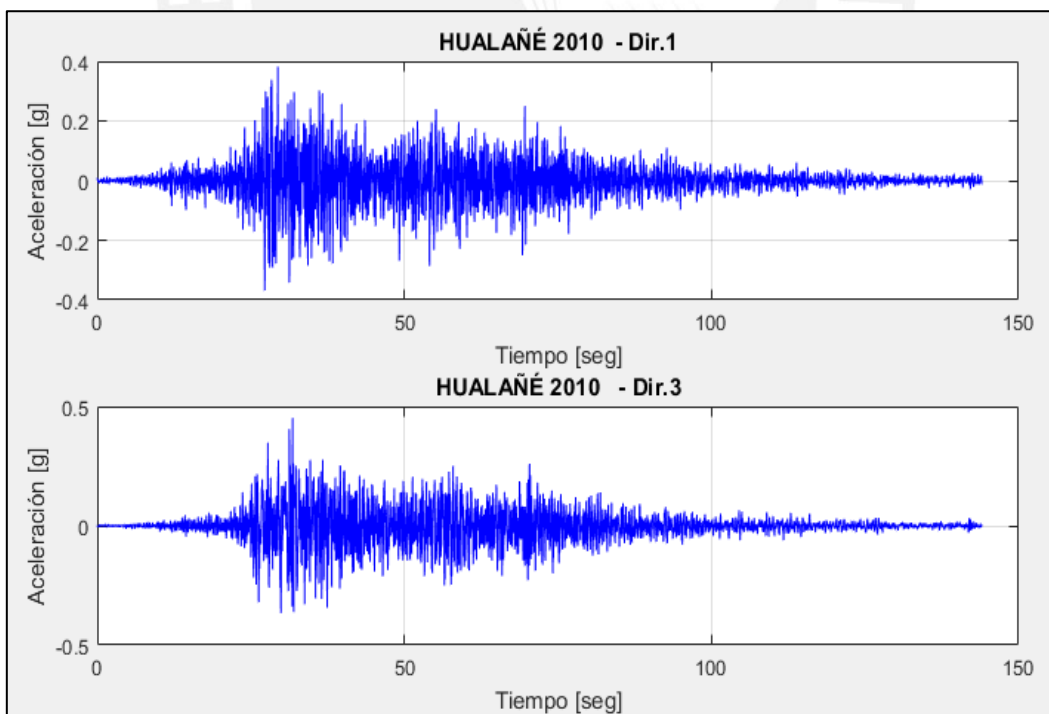


Figura 4.12: Sismo de Hualañé (2010)

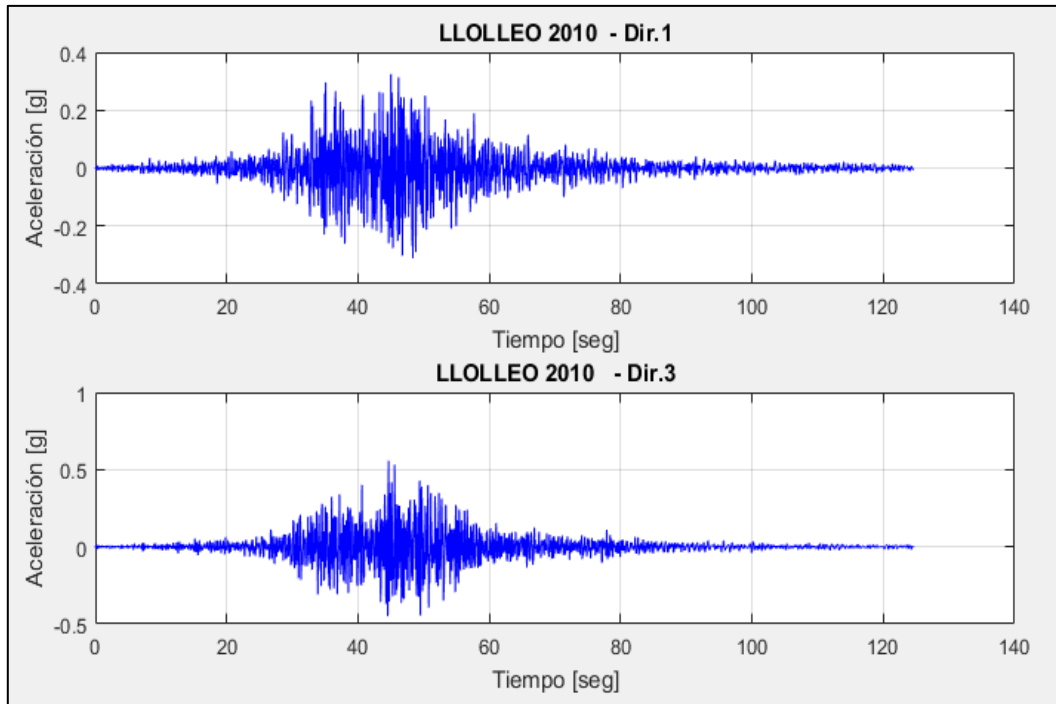


Figura 4.13: Sismo de Llolleo (2010)

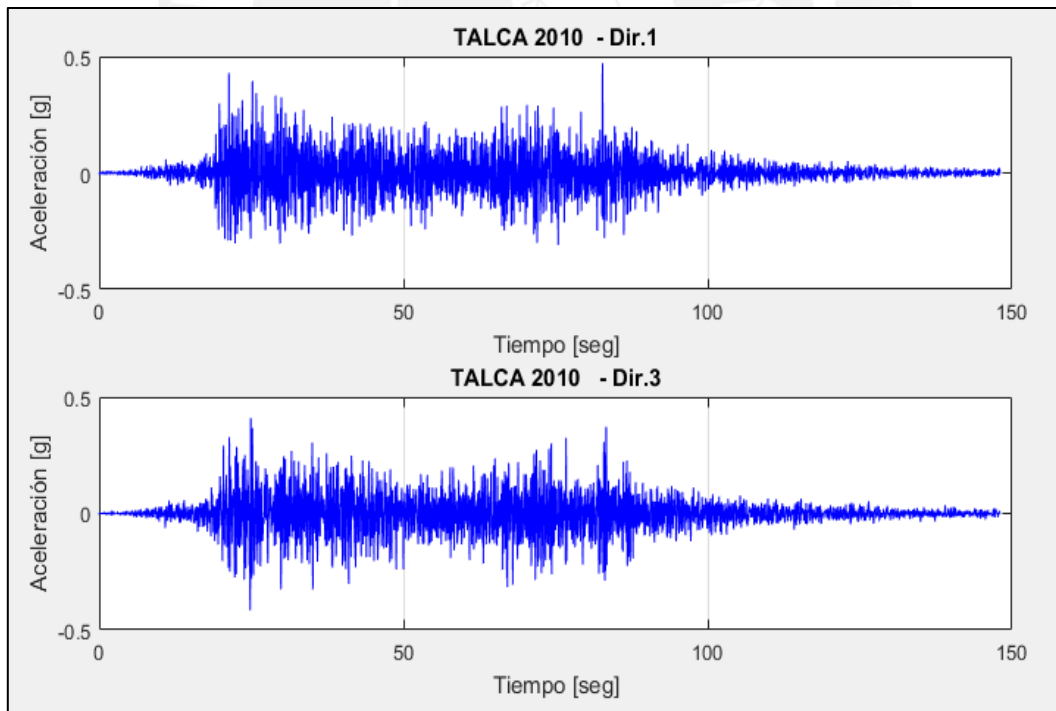


Figura 4.14: Sismo de Talca (2010)

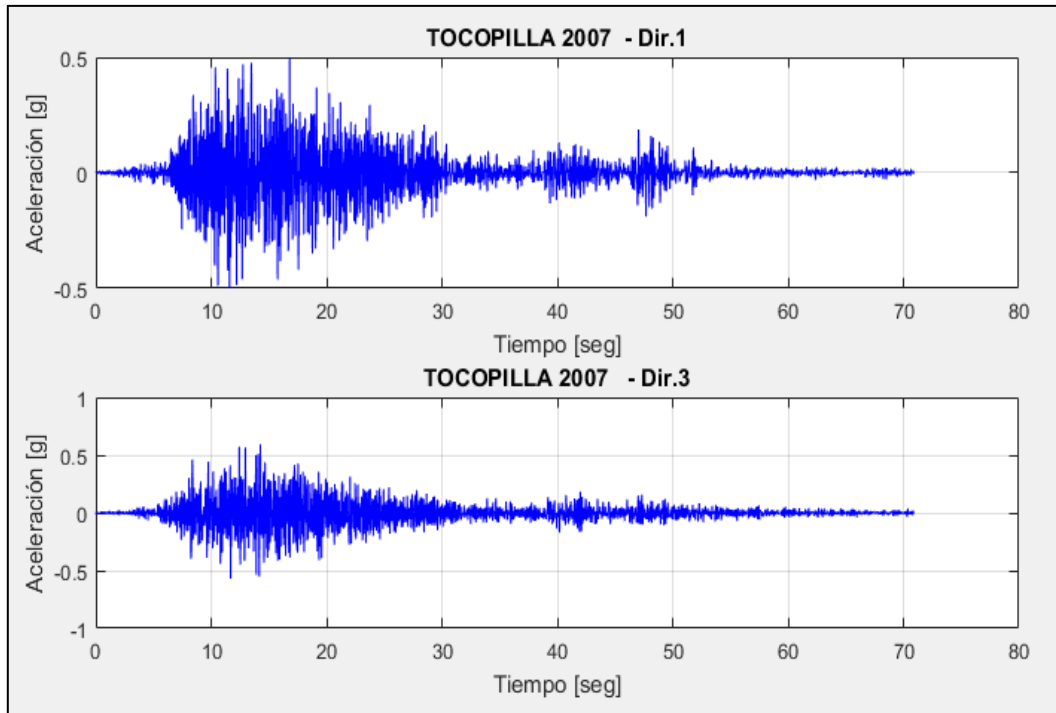


Figura 4.15: Sismo de Tocopilla (2007)

Tabla 4.17: Registros sísmicos seleccionados para el Suelo Flexible S3

| País | Sismo | Fecha | Estación | Magnitud | Comp. sismo | Aceleración máxima (g) | Periodo predom. (seg) | Tipo suelo | Step (seg) | # Puntos | Duración (seg) |
|-------|--------------|------------|-------------------------------|----------|-------------|------------------------|-----------------------|------------|------------|----------|----------------|
| Chile | Maule2010 | 27/02/2010 | Concepción | 8.8 | 1 | 0.401 | 1.620 | S3 | 0.005 | 28,338 | 141.685 |
| | | | | | 3 | 0.286 | 1.520 | | | | |
| Perú | Ica2007 | 15/08/2007 | Ica | 7 | 1 | 0.278 | 0.720 | S3 | 0.010 | 21,807 | 218.060 |
| | | | | | 2 | 0.340 | 0.480 | | | | |
| Chile | Maule2010 | 27/02/2010 | Maipú | 8.8 | 1 | 0.488 | 0.520 | S3 | 0.010 | 16,701 | 167.000 |
| | | | | | 2 | 0.560 | 0.460 | | | | |
| Chile | Maule2010 | 27/02/2010 | Matanzas | 8.8 | 1 | 0.344 | 0.480 | S3 | 0.005 | 24,079 | 120.390 |
| | | | | | 3 | 0.286 | 0.520 | | | | |
| Perú | Moquegua2011 | 23/06/2001 | Moquegua | 6.9 | 1 | 0.301 | 0.440 | S3 | 0.010 | 19,892 | 198.910 |
| | | | | | 2 | 0.224 | 0.660 | | | | |
| Chile | Maule2010 | 27/02/2010 | Viña del Mar – Centro | 8.8 | 1 | 0.331 | 0.620 | S3 | 0.010 | 12,502 | 125.010 |
| | | | | | 2 | 0.219 | 0.640 | | | | |
| Chile | Maule2010 | 27/02/2010 | Viña del Mar - El Salto Cerro | 8.8 | 1 | 0.352 | 0.820 | S3 | 0.005 | 34,000 | 169.995 |
| | | | | | 3 | 0.338 | 0.960 | | | | |

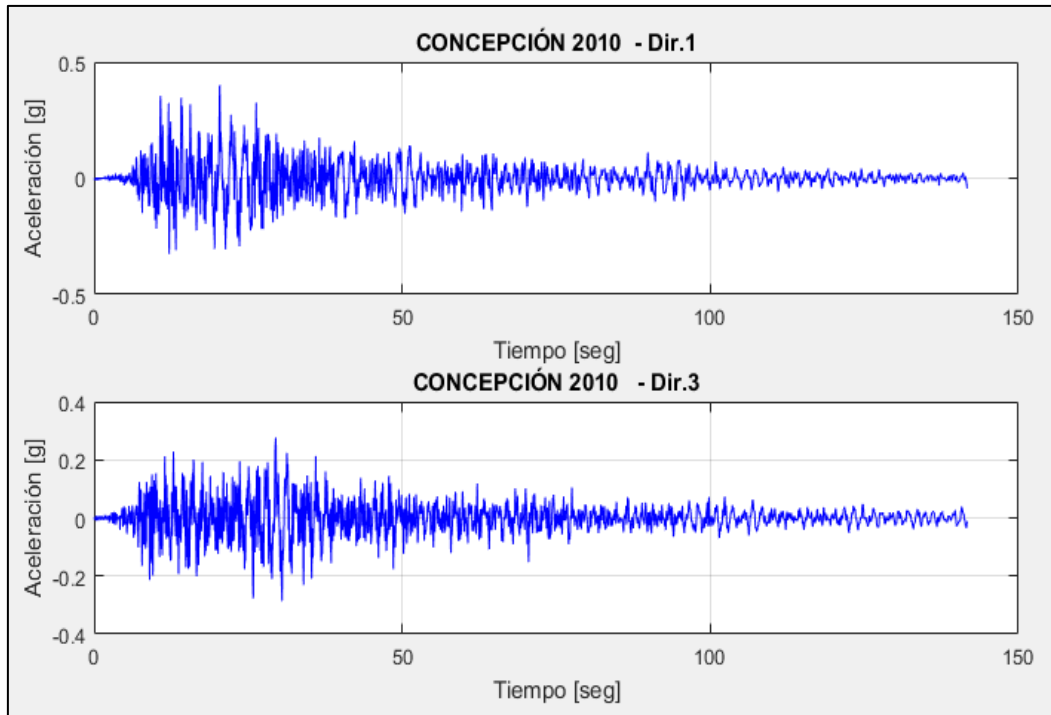


Figura 4.16: Sismo de Concepción (2010)

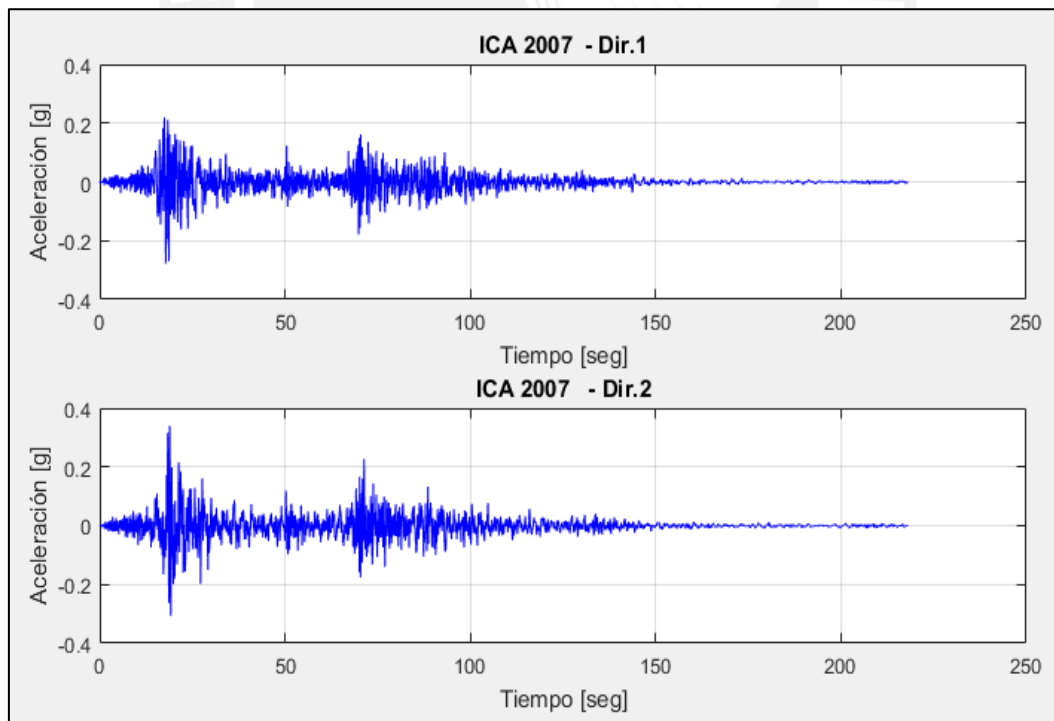


Figura 4.17: Sismo de Ica (2007)

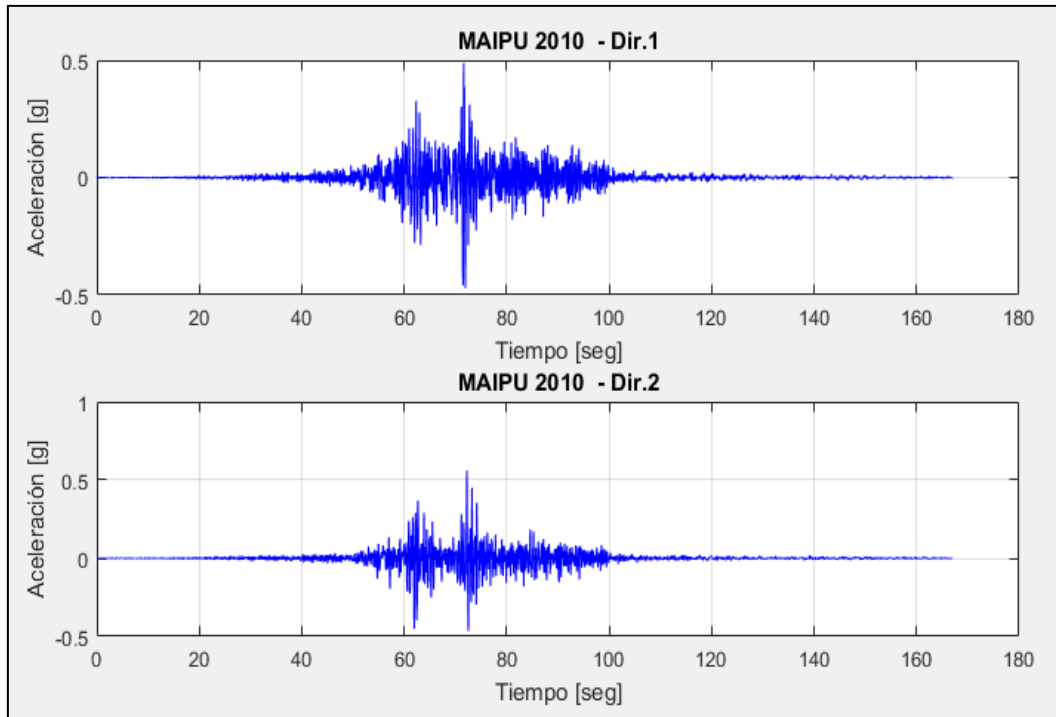


Figura 4.18: Sismo de Maipú (2010)

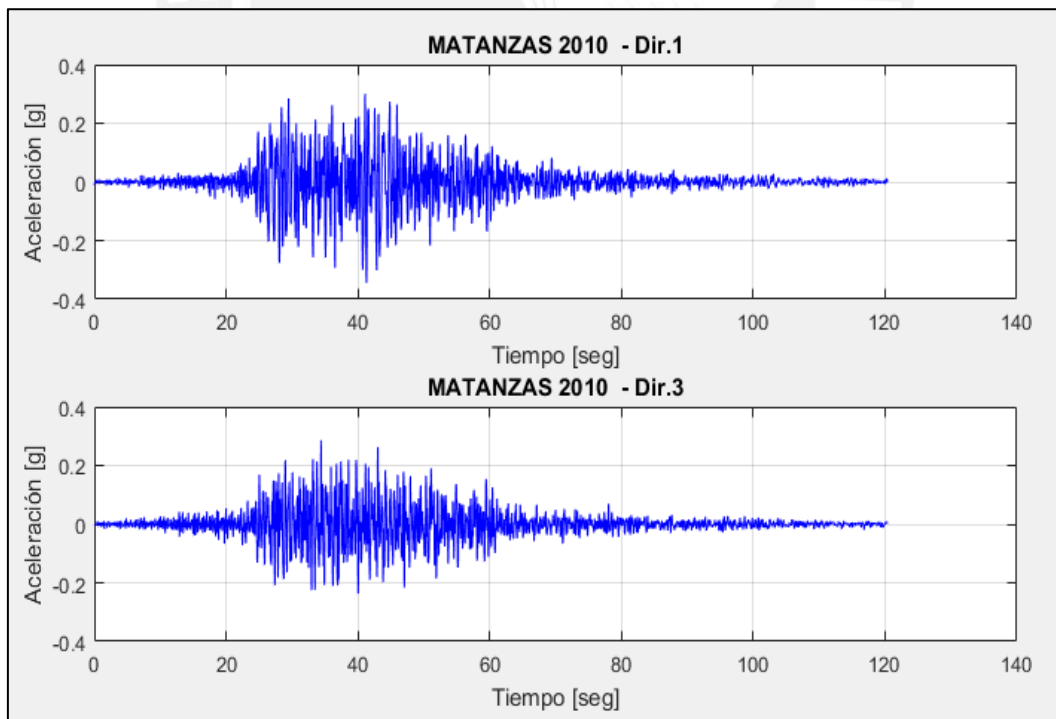


Figura 4.19: Sismo de Matanzas (2010)

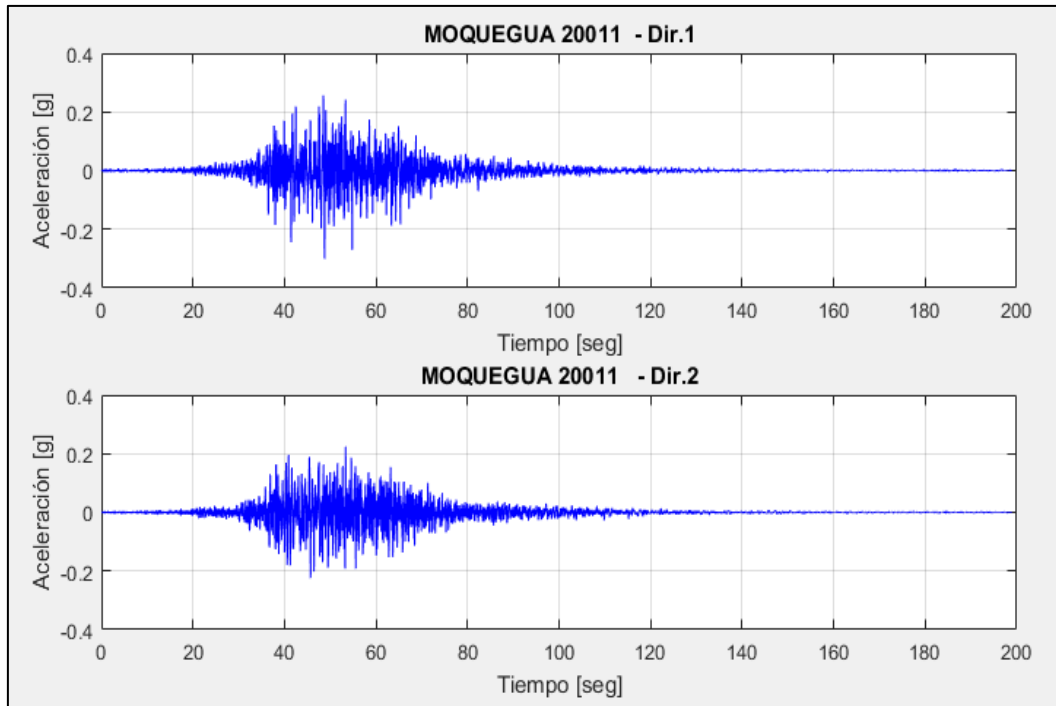


Figura 4.20: Sismo de Moquegua (2011)

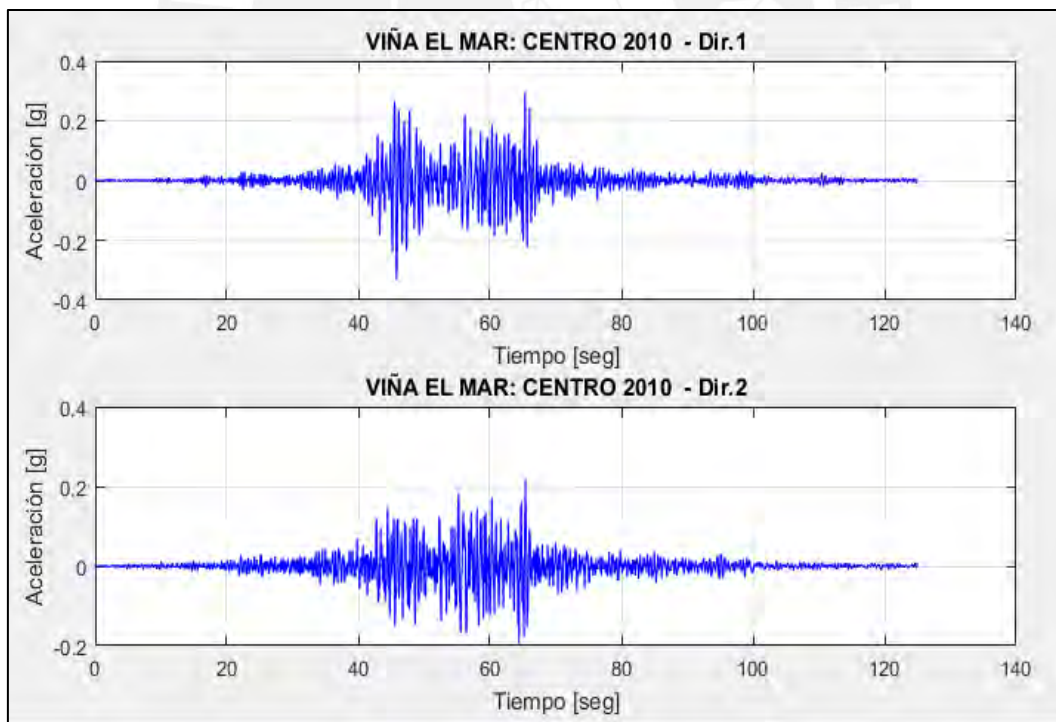


Figura 4.21: Sismo de Viña el mar: Centro (2010)

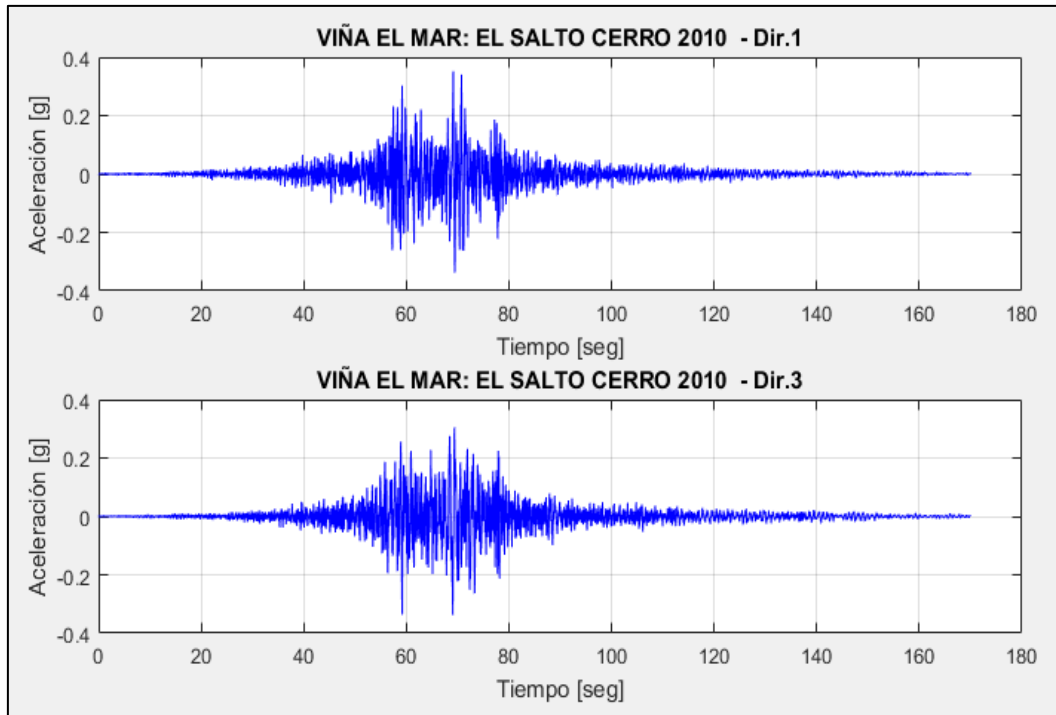


Figura 4.22: Sismo de Viña el mar: El salto cerro (2010)

Espectros compatibles

Cada registro sísmico seleccionado fue corregido por línea base y ruido (usando el software SeismoSignal), luego se construyó su espectro de aceleraciones (usando el software SeismoMatch) y este espectro fue escalado de modo que en el rango de periodos entre $0,2 TM$ (0.46 seg.) y $1,25 TM$ (2.88 seg.) no sea menor que el espectro de pseudo-aceleraciones de la edificación aislada con 5% de amortiguamiento (usado para el análisis modal espectral).

A continuación se muestran los espectros compatibles de cada uno de los casos de estudio (ver Figuras 4.23, 4.25 y 4.27), incluyendo el espectro promedio de los 7 pares de registros (mostrado en color rojo en las Figuras del 4.23 al 4.28) y el espectro de pseudo-aceleraciones de la edificación aislada (mostrado en color negro en las Figuras del 4.23 al 4.28)

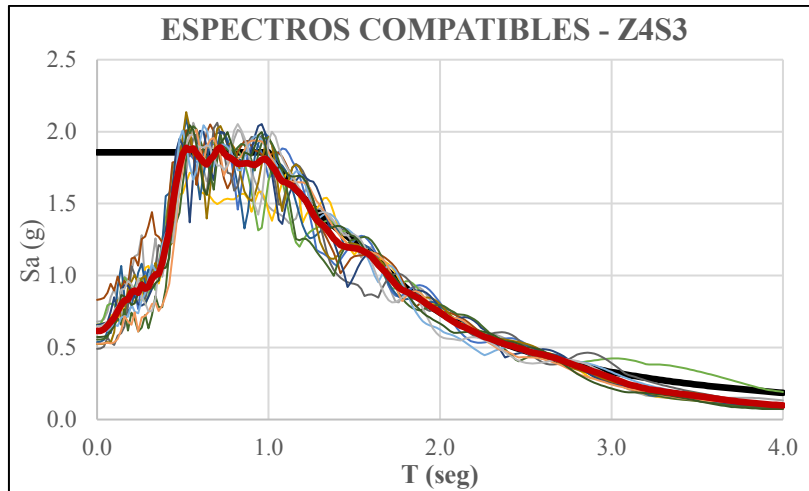


Figura 4.23: Espectros compatibles – Caso Z4S3

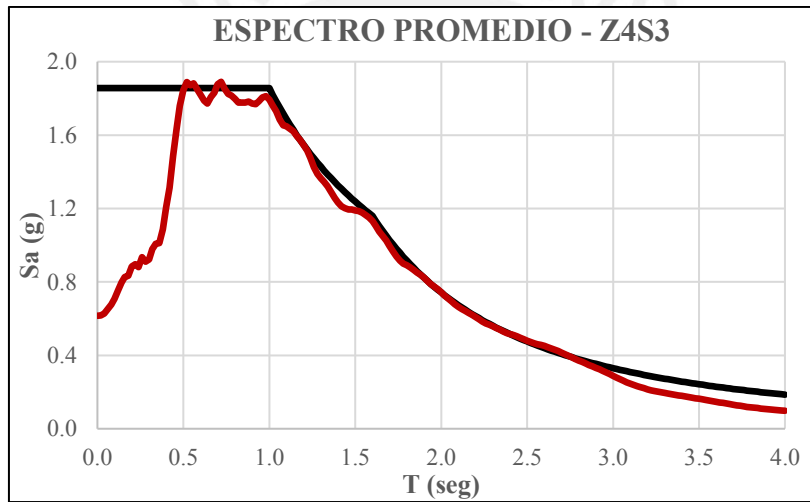


Figura 4.24: Espectro promedio – Caso Z4S3

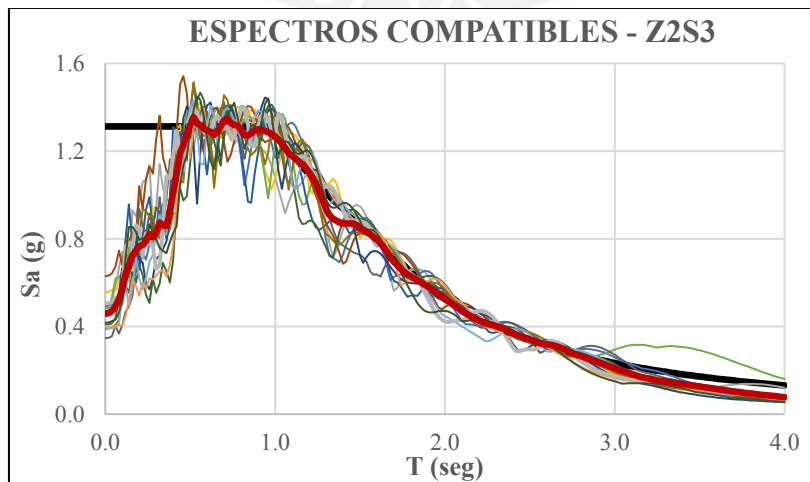


Figura 4.25: Espectros compatibles – Caso Z2S3

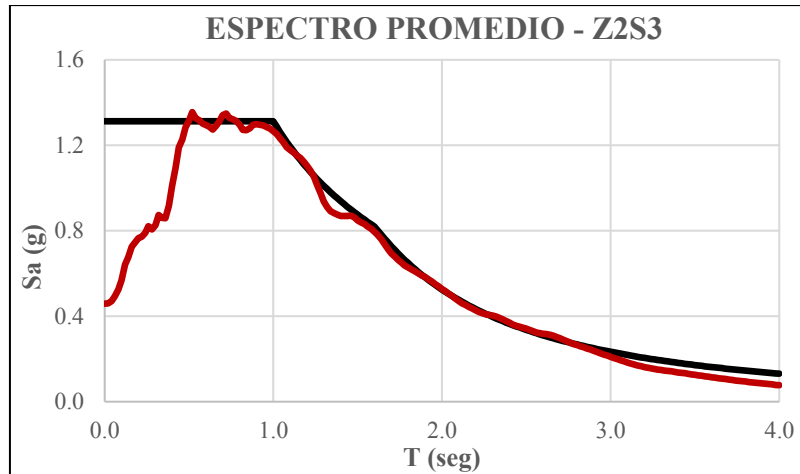


Figura 4.26: Espectro promedio – Caso Z4S3

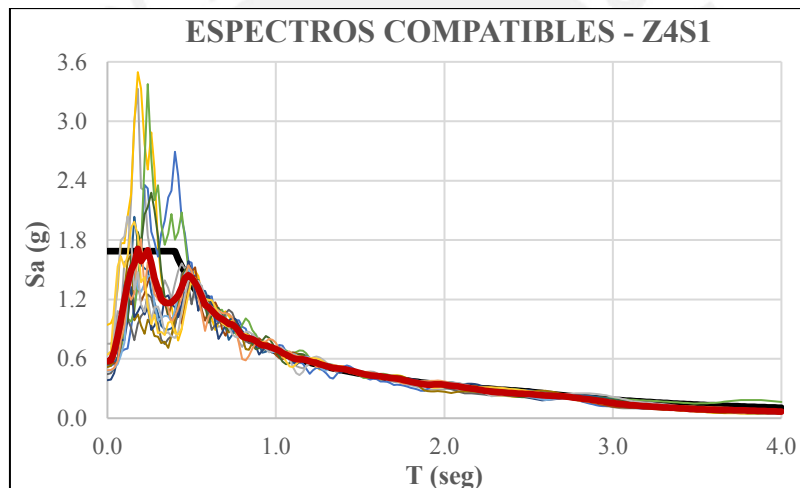


Figura 4.27: Espectros compatibles – Caso Z4S1

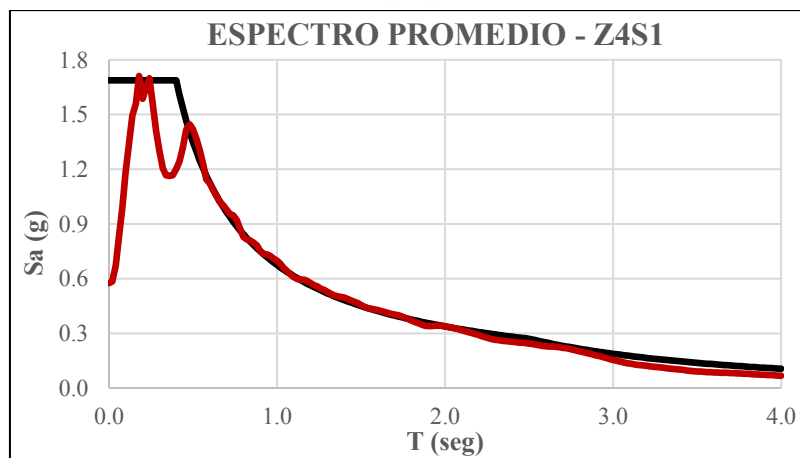


Figura 4.28: Espectro promedio – Caso Z4S1

Es importante destacar que para obtener desplazamientos y derivas de entrepiso, mediante el análisis tiempo – historia de la edificación aislada, se consideró una combinación para cada par de registros sísmicos: 90% de la mayor componente en la dirección de análisis + 44% de la menor componente en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. Sin embargo, para la toma de datos de otros parámetros de interés se utilizó el 100% de la mayor componente en la dirección de análisis.

Propiedades no lineales de los aisladores

El análisis tiempo-historia se realizó considerando las propiedades no lineales de los aisladores que corresponden al modelo bilineal de la Figura 4.29.

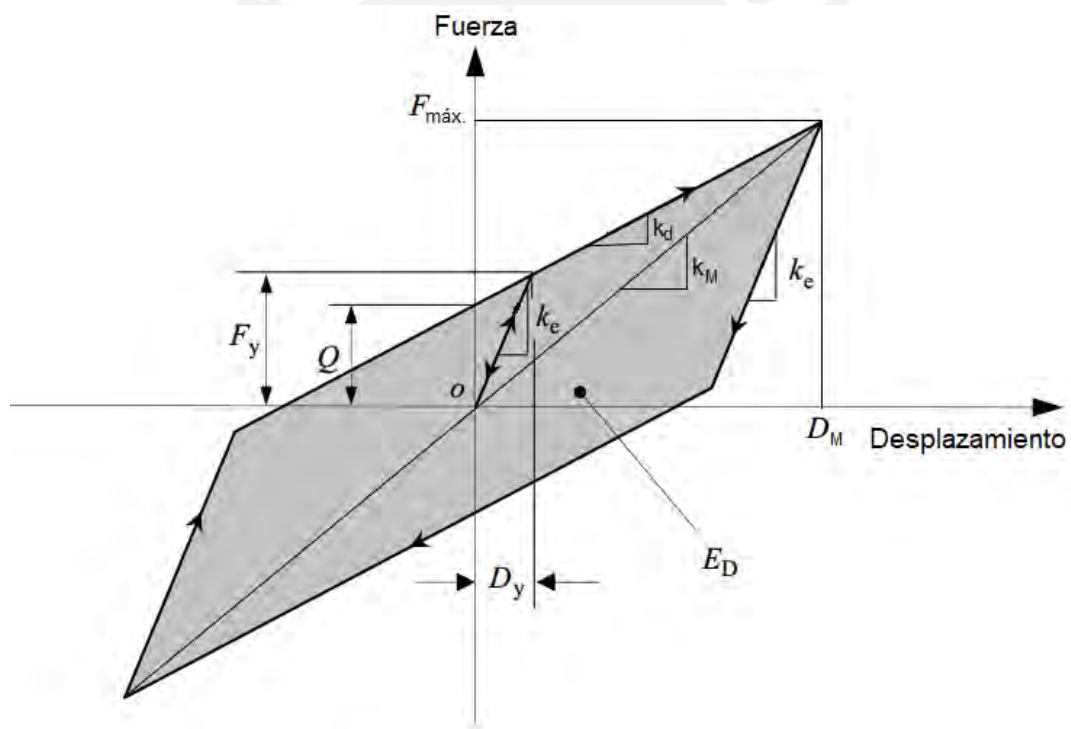


Figura 4.29: Curva del modelo bilineal

Fuente: Cheng (2008)

Donde:

- k_e = rigidez elástica
- k_d = rigidez post-fluencia
- Q = resistencia característica
- D_y = desplazamiento de fluencia
- F_y = fuerza de fluencia
- E_D = energía disipada

Como referencia se muestra el procedimiento a seguir para el cálculo de las propiedades no lineales de los aisladores del caso Z4S3. Las ecuaciones utilizadas son obtenidas de Naeim y Kelly (1999) y de relaciones geométricas entre estas propiedades.

1ro. Asumir un factor de relación de rigideces: $\alpha = 10$.

2do. Asumir que el desplazamiento de fluencia D_y está dado por:

$$D_y = 0.05 D_M = 0.05 (0.54) = 0.03 \text{ m.}$$

3ro. Calcular la fuerza máxima

$$F_{\text{máx.}} = K_M \cdot D_M = 4,147.93 (0.54) = 2,225.62 \text{ tonf}$$

4to. Calcular la resistencia característica Q

$$Q = \frac{2 \cdot \pi \cdot \beta_M \cdot K_M \cdot D_M^2}{4 (D_M - D_y)} = \frac{2 \cdot \pi (0.15)(2,225.62)(0.54)^2}{4 (0.54 - 0.03)} = 552 \text{ tonf}$$

5to. Calcular la rigidez post-fluencia K_d

$$K_d = \frac{K_M \cdot D_M}{D_y (\alpha - 1) + D_M} = \frac{(2,225.62) (0.54)}{0.003 (9) + 0.54} = 2,860.64 \text{ tonf/m}$$

6to. Calcular la rigidez elástica K_e

$$K_e = \alpha \cdot K_d = 10 (2,860.64) = 28,606.39 \text{ tonf/m}$$

7mo. Calcular la fuerza de fluencia F_y

$$F_y = Q \cdot K_d \cdot D_y = (552)(2,860.64)(0.03) = 628.74 \text{ tonf}$$

8vo. Calcular las propiedades no lineales de cada aislador:

- $F_{m\acute{a}x.} = F_{m\acute{a}x.}/N = 2,225.62/30 = 74.19 \text{ tonf}$
- $Q = Q/N = 552.00/30 = 18.40 \text{ tonf}$
- $K_d = K_d/N = 2,860.64/30 = 95.35 \text{ tonf/m}$
- $K_e = K_e/N = 28,606.39/30 = 953.55 \text{ tonf/m}$
- $F_y = F_y/N = 628.74/30 = 20.96 \text{ tonf}$

En la Tabla 4.18 se muestran las propiedades no lineales del sistema de aislamiento de todos los casos y en la Figura 4.30 se muestra su respectivo modelo bilineal.

Tabla 4.18: Propiedades no lineales - Interfaz de aislamiento

| Prop. no lineales | Z4S3 | Z2S3 | Z4S1 |
|-------------------|-----------|-----------|-----------|
| D_M (m) | 537 | 379 | 274 |
| D_y (mm) | 26.8 | 19.0 | 13.7 |
| Q (tonf) | 552.00 | 390.30 | 282.27 |
| K_d (tonf/m) | 2,860.64 | 2,860.64 | 2,860.64 |
| K_e (tonf/m) | 28,606.39 | 28,606.39 | 28,606.39 |
| F_y (tonf) | 628.74 | 444.57 | 321.52 |

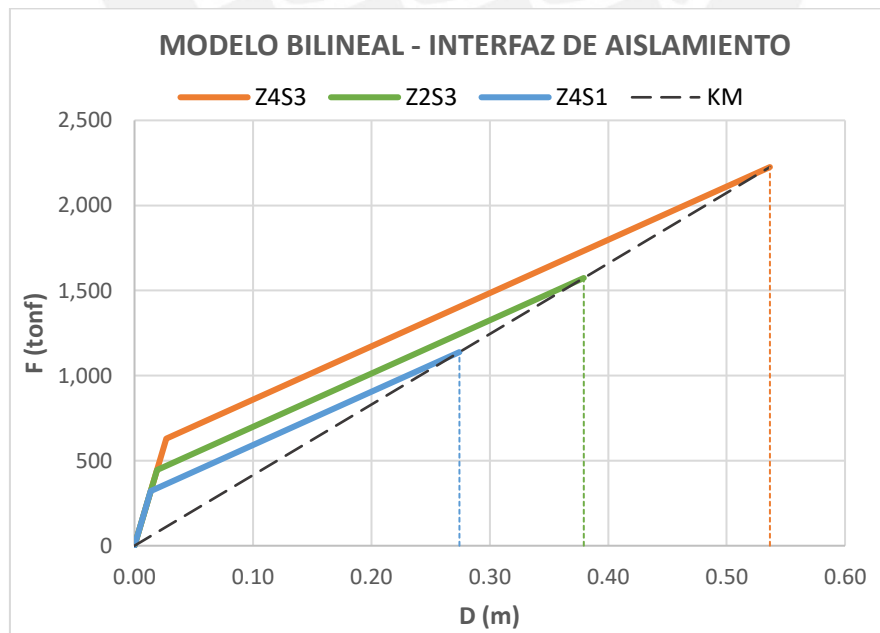


Figura 4.30: Modelo bilineal del sistema de aislamiento

En la Tabla 4.19 se muestran las propiedades no lineales de cada aislador de todos los casos y en la Figura 4.31 se muestra su respectivo modelo bilineal.

Tabla 4.19: Propiedades no lineales - 1 dispositivo

| Prop. no lineales | Z4S3 | Z2S3 | Z4S1 |
|-------------------|--------|--------|--------|
| D_M (m) | 537 | 379 | 274 |
| D_y (mm) | 26.8 | 19.0 | 13.7 |
| Q (tonf) | 18.40 | 13.01 | 9.41 |
| K_d (tonf/m) | 95.35 | 95.35 | 95.35 |
| K_e (tonf/m) | 953.55 | 953.55 | 953.55 |
| F_y (tonf) | 20.96 | 14.82 | 10.72 |

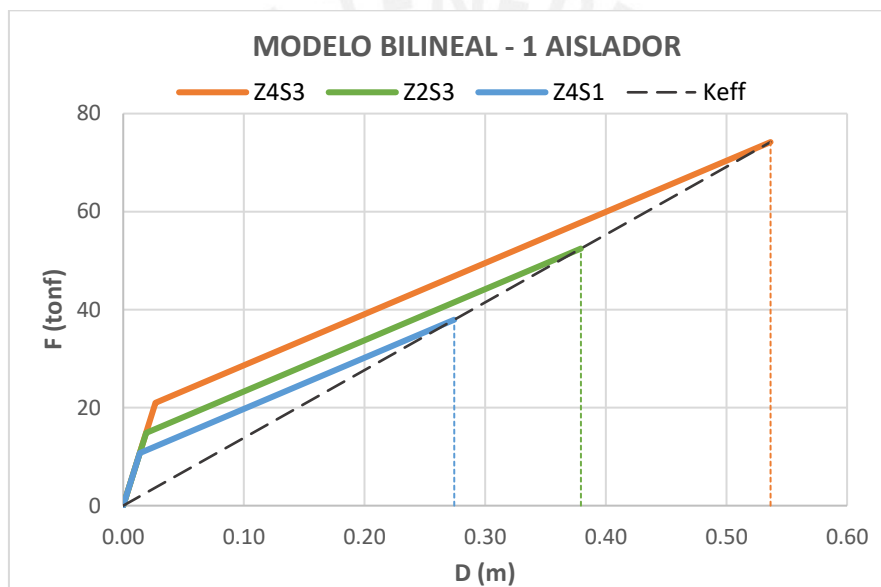


Figura 4.31: Modelo bilineal del cada aislador

Además, es importante verificar que las propiedades K_d y Q de los aisladores, estén dentro del rango que se obtuvo en el predimensionamiento de los aisladores (ver numeral 3.2.2.4), las cuales se muestran a continuación:

- Rigidez post-fluencia $K_d = 0.5 - 3.5 \text{ KN/mm} = 51 - 357 \text{ tonf/m}$
- Resistencia característica $Q_d = 0 - 220 \text{ KN} = 0 - 22.4 \text{ tonf}$

Se puede notar que se cumplió con este criterio.

Resultados del análisis

Se usaron las **propiedades no lineales** de los aisladores en la definición del link “Aislador” en Etabs y luego se realizó el análisis tiempo-historia no lineal con los registros seleccionados. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

4.6.3.1. Carga Axial

La carga axial máxima (P_{\max}) sobre el aislador se calculó con la combinación: $P_{\text{muerta}} + 0.5P_{\text{viva}} \pm P_{\text{sismo}}$. En la Tabla 4.20 se muestran los resultados.

Tabla 4.20: Carga axial máxima – análisis tiempo-historia

| Carga Axial | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|-------------------|------|-----|------|-----|------|-----|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| P_{\max} (tonf) | 333 | 348 | 314 | 325 | 294 | 304 |

4.6.3.2. Fuerzas cortantes V_b y V_s

Dado que las cortantes V_b y V_s son menores que las mínimas (ver Tabla 4.21), es **necesario escalar** todos los resultados obtenidos, con excepción de los desplazamientos.

Tabla 4.21: Fuerzas cortantes – análisis tiempo-historia

| Fuerzas cortantes | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|----------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| V_b (tonf) | 1,564 | 1,562 | 1,135 | 1,136 | 734 | 726 |
| V_b min (tonf) | 1,780 | 1,780 | 1,259 | 1,259 | 910 | 910 |
| V_b diseño (tonf) | 1,780 | 1,780 | 1,259 | 1,259 | 910 | 910 |
| Factor escala | 1.138 | 1.140 | 1.109 | 1.108 | 1.241 | 1.254 |
| V_{st} (tonf) | 1,340 | 1,353 | 972 | 983 | 682 | 1,136 |
| V_s (tonf) | 670 | 677 | 486 | 492 | 341 | 568 |
| V_s min (tonf) | 422 | 422 | 298 | 298 | 216 | 216 |
| V_s diseño (tonf) | 670 | 677 | 486 | 492 | 341 | 568 |
| Factor escala | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |

4.6.3.3. Desplazamientos y derivas de entrepiso

Las Tablas 4.22 y 4.23 muestran los desplazamientos y las derivas correspondientes al SMC y un factor de reducción $R_a = 1$, considerando las características de fuerza-deformación no lineales de la interfaz de aislamiento.

Tabla 4.22: Desplazamientos (mm) – análisis tiempo-historia

| | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|----------------|------|-----|------|-----|------|-----|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| D _M | 327 | 328 | 242 | 242 | 144 | 143 |
| D azotea | 352 | 357 | 260 | 262 | 156 | 160 |

NOTA: DM y D azotea no ocurren en el mismo instante de tiempo.

Tabla 4.23: Derivas de entrepiso – análisis tiempo-historia

| Piso | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|--------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| Piso 4 | 0.0015 | 0.0018 | 0.0011 | 0.0012 | 0.0009 | 0.0010 |
| Piso 3 | 0.0019 | 0.0021 | 0.0014 | 0.0015 | 0.0011 | 0.0012 |
| Piso 2 | 0.0022 | 0.0023 | 0.0016 | 0.0017 | 0.0012 | 0.0013 |
| Piso 1 | 0.0022 | 0.0023 | 0.0016 | 0.0017 | 0.0011 | 0.0013 |

Verificación de tracciones

Es necesario comprobar que no exista tracción en los aisladores tipo LRB para lograr el comportamiento deseado en el edificio. Por ello, se utilizaron elementos links y gaps para que en su conjunto representen a los aisladores, con las propiedades de la Tabla 4.25.

Tabla 4.24: Propiedades de links y gaps

| Carga Axial | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|-----------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | Link | Gap | Link | Gap | Link | Gap |
| K _v (tonf) | 1,780 | 176,220 | 1,710 | 169,290 | 1,790 | 177,210 |
| | 178,000 | | 171,000 | | 179,000 | |
| Ke (tonf/m) | 953.6 | - | 953.6 | - | 953.6 | - |
| Kd (tonf/m) | 95.4 | - | 95.4 | - | 95.4 | - |
| F _y (tonf) | 21.0 | - | 14.8 | - | 10.7 | - |

La verificación se realizó con la sumatoria de la carga axial generada por el peso sísmico (CM+0.5CV) y la carga axial generado por cada registro sísmico, resultando tracciones pequeñas sólo para el caso Z2S3. En la Tabla 4.25 se muestran las compresiones mínimas o las tracciones máximas para cada una de las direcciones de análisis.

Tabla 4.25: Tracciones máximas o compresiones mínimas en aisladores

| | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|-------------------|-------|-------|------|-----|------|-----|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| Tracción (tonf) | - | - | 1.1 | 0.3 | | |
| Compresión (tonf) | 111.2 | 111.5 | - | - | 8.6 | 8.2 |

Propiedades lineales y no lineales de diseño

A partir de las curvas histeréticas del sistema de aislamiento (Vb vs DM) generado del análisis tiempo-historia no lineal, se calculan las propiedades lineales del sistema de aislamiento y posteriormente las de los aisladores (ver Tabla 4.26).

Tabla 4.26: Propiedades lineales de los aisladores

| Propiedad lineal | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| Keff (tonf/m) | 154.75 | 154.94 | 154.41 | 153.97 | 160.30 | 160.85 |
| Ceff (tonf.s/m) | 17.79 | 17.82 | 17.64 | 17.77 | 17.54 | 17.21 |

A partir de las propiedades lineales de los aisladores se pueden calcular las propiedades no lineales (ver Tabla 4.27).

Tabla 4.27: Propiedades no lineales de los aisladores

| Propiedad no lineal | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|---------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| Pmax (tonf) | 333 | 348 | 314 | 325 | 294 | 304 |
| DM (mm) | 327 | 328 | 242 | 242 | 144 | 143 |
| DTM (mm) | 328 | 329 | 243 | 244 | 145 | 145 |
| Fmax (tonf) | 49.65 | 49.51 | 35.49 | 35.51 | 22.37 | 22.21 |
| Dy (mm) | 14 | 14 | 10 | 10 | 5 | 5 |
| Q (tonf) | 13.83 | 13.82 | 9.81 | 9.91 | 6.03 | 5.86 |
| Kd (tonf/m) | 111.63 | 111.70 | 111.72 | 110.99 | 123.82 | 125.19 |
| Ke (tonf/m) | 1,116.35 | 1,117.01 | 1,117.18 | 1,109.95 | 1,238.20 | 1,251.94 |
| Fy (tonf) | 15.37 | 15.35 | 10.90 | 11.01 | 6.70 | 6.51 |

Efectos P-Delta

Es necesario considerar en edificios aislados los efectos P-delta ya que producen momentos de segundo orden que dependen del desplazamiento de la interfaz de aislamiento D_M , del tipo de dispositivo y de su ubicación (ver Figura 4.32). Para aisladores del tipo elastoméricos el momento P-delta se distribuye: una mitad arriba del aislador y la otra mitad debajo del mismo, como se muestra a continuación:

$$M = P \cdot D_M \quad : \quad M_A = \frac{P \cdot D_M}{2} + M_B = \frac{P \cdot D_M}{2}$$

Donde:

- M = momentos por el efecto P-Delta
- P = carga axial proveniente de la superestructura
- D_M = desplazamiento de la interfaz de aislamiento

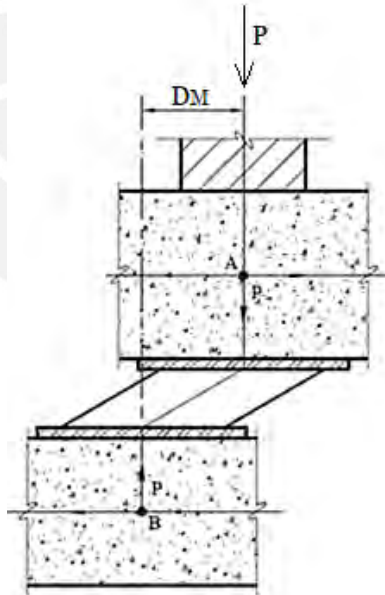


Figura 4.32: Momentos P-delta en aisladores elastoméricos

Fuente: Muñoz (1999)

5. DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1. COMBINACIONES DE DISEÑO

Los elementos estructurales han sido diseñados con las siguientes combinaciones de diseño:

- Comb1: $1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$
- Comb2: $1.25 \text{ CM} + 1.25 \text{ CV} \pm \text{CSx}$
- Comb3: $1.25 \text{ CM} + 1.25 \text{ CV} \pm \text{CSy}$
- Comb4: $0.90 \text{ CM} \pm \text{CSx}$
- Comb5: $0.90 \text{ CM} \pm \text{CSy}$

5.2. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

5.2.1. Losas del nivel de base

Se diseñó el paño más grande (intersección de ejes 1-2 y B-C) considerando las siguientes cargas:

Carga Muerta

- Peso Propio $e = 20\text{cm}$ (losa maciza)
- Acabados 100 kgf/cm^2

Carga Viva

- Sobrecarga 300 kgf/cm^2

Debido a que el diseño de la losa es por cargas de gravedad, será la misma para todos los casos de estudio. En las Figuras 5.1 y 5.2 se muestran los momentos flectores actuantes en la losa, producto de la combinación 1 ($1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$)

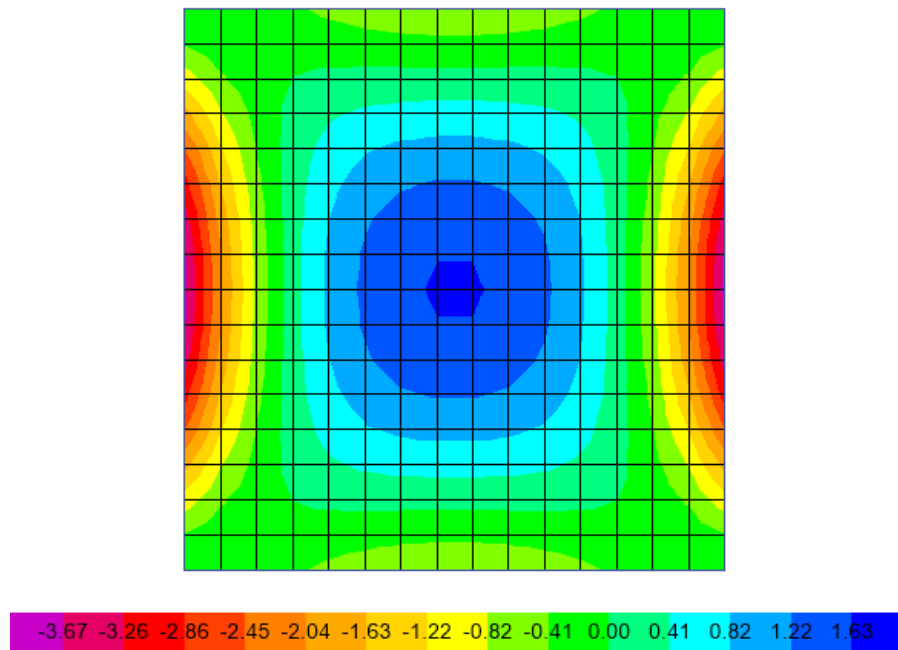


Figura 5.1: Momentos flectores en X (tonf.m)

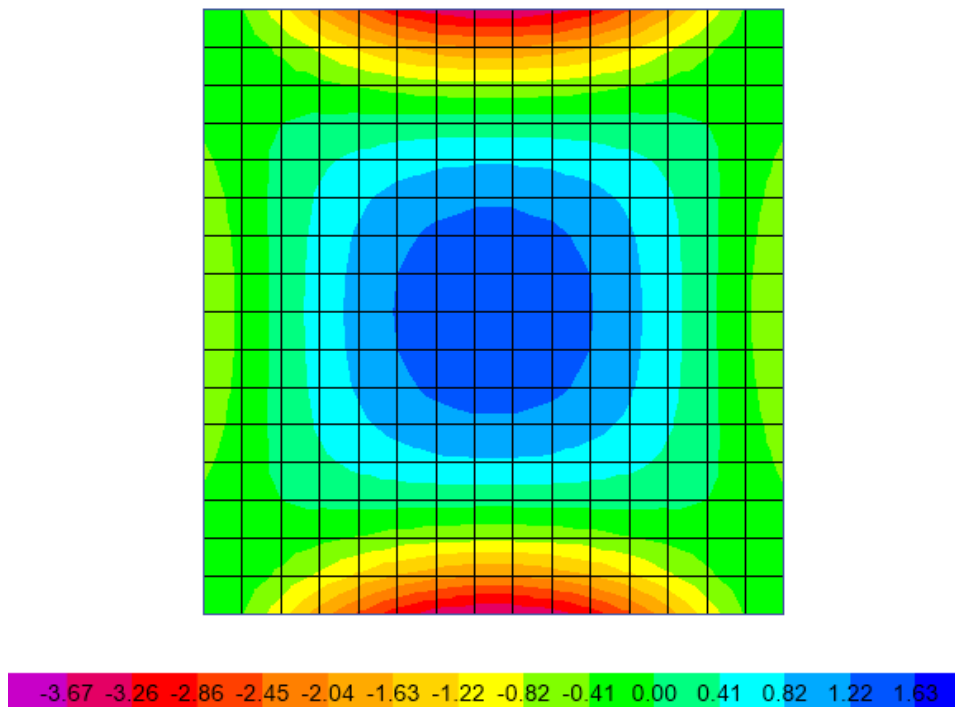


Figura 5.2: Momentos flectores en Y (tonf.m)

En la Tabla 5.1 se muestran los resultados del diseño:

Tabla 5.1: Diseño de losa maciza del nivel de base

| Dirección | Mu (tonf.m) | | As (cm ²) | Φ Barra | S (cm) | As colocado (cm ²) |
|-----------|-------------|-----|-----------------------|------------|-----------|--------------------------------|
| X | M+ | 1.7 | 2.68 | 3/8 | 20 | 3.55 |
| | M- | 3.8 | 6.11 | 1/2 | 20 | 6.35 |
| Y | M+ | 1.6 | 2.52 | 3/8 | 20 | 3.55 |
| | M- | 3.7 | 5.94 | 1/2 | 20 | 6.35 |

Por lo tanto, en ambas direcciones se colocará el siguiente refuerzo:

- 1/2" @ 0.20 m. (cara superior)
- 3/8" @ 0.20 m. (cara inferior)

5.2.2. Vigas del nivel de base

Se diseñó la viga más esforzada (eje 1 – tramo AB) para cada caso, con la envolvente de las combinaciones de diseño.

Caso Z4S3

- Diseño por flexión

| Muact (tonf.m) | f _c (kgf/cm ²) | h (cm) | b (cm) | d (cm) | B1 | p _{máx} | As _{máx} (cm ²) | M _{máx} (tonf.m) | Mu < M _{máx} |
|----------------|---------------------------------------|--------|--------|--------|------|------------------|--------------------------------------|---------------------------|-----------------------|
| 135 | 280 | 90 | 40 | 84 | 0.85 | 0.0213 | 71.40 | 184.20 | OK |

| p _{min} | As _{min} (cm ²) | M _{min} (tonf.m) | As (cm ²) | As > As _{min} | As (cm ²) necesaria | # barra principal | φ barra principal | As (cm ²) usada |
|------------------|--------------------------------------|---------------------------|-----------------------|------------------------|---------------------------------|-------------------|-------------------|-----------------------------|
| 0.0028 | 9.37 | 29.02 | 48.76 | OK | 48.76 | 5 | 1-3/8" | 47.90 |

- Diseño por corte

| Momentos nominales | ln (m) | Vu (tonf) comb 1 | Vu (tonf) envol. a "d" | Vu cap. (tonf) | Vu final (tonf) | 0.85 V _c (tonf) | φ V _c < Vu |
|--------------------|--------|------------------|------------------------|----------------|-----------------|----------------------------|-----------------------|
| 295.47 | 6.85 | 4.30 | 62.50 | 47.43 | 62.50 | 25.33 | estribos |

| ϕ | Vs (tonf) | Vsmáx (tonf) | Vs < Vsmáx | L1 (cm) | L0 (cm) | L1: Zona de confinamiento | L2: Zona fuera de confinamiento |
|--------|-----------|--------------|------------|---------|---------|---------------------------|---------------------------------|
| 1/2 | 43.73 | 118.07 | OK | 170 | 1 @ 5 | 12 @ 15 | rst @ 25 |

Caso Z2S3

- Diseño por flexión

| Muact (tonf.m) | f _c (kgf/cm ²) | h (cm) | b (cm) | d (cm) | B1 | p _{máx} | As _{máx} (cm ²) | M _{máx} (tonf.m) | Mu < M _{máx} |
|----------------|---------------------------------------|--------|--------|--------|------|------------------|--------------------------------------|---------------------------|-----------------------|
| 95 | 280 | 90 | 40 | 84 | 0.85 | 0.0213 | 71.40 | 184.20 | OK |

| p _{min} | As _{min} (cm ²) | M _{min} (tonf.m) | As (cm ²) | As > As _{min} | # barra principal | ϕ barra principal | # barra adicional | ϕ barra adicional | As (cm ²) usada |
|------------------|--------------------------------------|---------------------------|-----------------------|------------------------|-------------------|------------------------|-------------------|------------------------|-----------------------------|
| 0.0028 | 9.37 | 29.02 | 32.73 | OK | 2 | 1-3/8" | 3 | 1" | 34.37 |

- Diseño por corte

| Momentos nominales | ln (m) | Vu (tonf) comb 1 | Vu (tonf) envol. a "d" | Vu cap. (tonf) | Vu final (tonf) | 0.85 V _c (tonf) | $\phi V_c < V_u$ |
|--------------------|--------|------------------|------------------------|----------------|-----------------|----------------------------|------------------|
| 220.63 | 6.85 | 4.30 | 45.00 | 36.51 | 45.00 | 25.33 | estribos |

| ϕ | Vs (tonf) | Vsmáx (tonf) | Vs < Vsmáx | L1 (cm) | L0 (cm) | L1: Zona de confinamiento | L2: Zona fuera de confinamiento |
|--------|-----------|--------------|------------|---------|---------|---------------------------|---------------------------------|
| 1/2 | 23.14 | 118.07 | OK | 170 | 1 @ 5 | 12 @ 15 | rst @ 25 |

Caso Z4S1

- Diseño por flexión

| Muact (tonf.m) | f _c (kgf/cm ²) | h (cm) | b (cm) | d (cm) | B1 | p _{máx} | As _{máx} (cm ²) | M _{máx} (tonf.m) | Mu < M _{máx} |
|----------------|---------------------------------------|--------|--------|--------|------|------------------|--------------------------------------|---------------------------|-----------------------|
| 73 | 280 | 90 | 40 | 84 | 0.85 | 0.0213 | 71.40 | 184.20 | OK |

| p _{min} | As _{min} (cm ²) | M _{min} (tonf.m) | As (cm ²) | As > As _{min} | As (cm ²) necesaria | # barra principal | ϕ barra principal | As (cm ²) usada |
|------------------|--------------------------------------|---------------------------|-----------------------|------------------------|---------------------------------|-------------------|------------------------|-----------------------------|
| 0.0028 | 9.37 | 29.02 | 24.58 | OK | 24.58 | 5 | 1" | 25.35 |

- Diseño por corte

| Momentos nominales | ln (m) | Vu (tonf) comb 1 | Vu (tonf) envol. a "d" | Vu cap. (tonf) | Vu final (tonf) | 0.85 Vc (tonf) | $\phi V_c < V_u$ |
|--------------------|--------|------------------|------------------------|----------------|-----------------|----------------|------------------|
| 166.96 | 6.85 | 4.30 | 34.80 | 28.67 | 34.80 | 25.33 | estribos |

| ϕ | Vs (tonf) | Vsmáx (tonf) | Vs < Vsmáx | L1 (cm) | L0 (cm) | L1: Zona de confinamiento | L2: Zona fuera de confinamiento |
|--------|-----------|--------------|------------|---------|---------|---------------------------|---------------------------------|
| 3/8 | 11.14 | 118.07 | OK | 170 | 1 @ 5 | 12 @ 15 | rst @ 25 |

En resumen, el refuerzo a colocar será como sigue:

- Caso Z4S3 As corrido 5 Φ 1-3/8" (sup/inf)
estribos de 1/2": 1@0.05, 12@0.15, rsto@0.25
- Caso Z2S3 As corrido 2 Φ 1-3/8 + 3 Φ 1" (sup/inf)
estribos de 1/2": 1@0.05, 12@0.15, rsto@0.25
- Caso Z4S1 As corrido 5 Φ 1" (sup/inf)
estribos de 3/8": 1@0.05, 12@0.15, rsto@0.25

5.2.3. Capiteles

Se diseñó los capiteles considerando acero mínimo en flexión, la cual se obtiene con un ancho tributario de 30 cm y una cuantía mínima de 0.0018. Así se tiene:

$$A_{smin} = 0.0018 b.d = 0.0018 (100)(30) = 5.40 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se tiene que el refuerzo a usar en todos los capiteles es 1/2"@0.20m en sus tres direcciones.

5.3. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

5.3.1. Pedestales

Se diseñó el pedestal más esforzado (eje 1A) para cada caso. Todos los pedestales fueron de 90x90 cm y con altura de 1.40 m.

Caso Z4S3

- Diseño por flexión:

Se le colocó 16 Φ 1-3/8", distribuidos como indica la Figura 5.3.

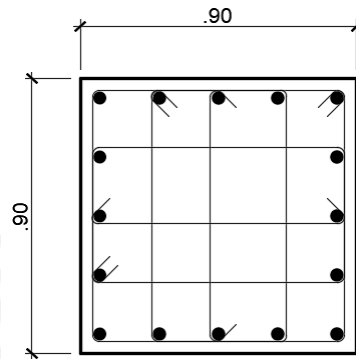


Figura 5.3: Refuerzo del pedestal – Caso Z4S3

Con dicho refuerzo se construyó una curva de interacción para cada dirección de análisis como se muestra en la Figura 5.4.

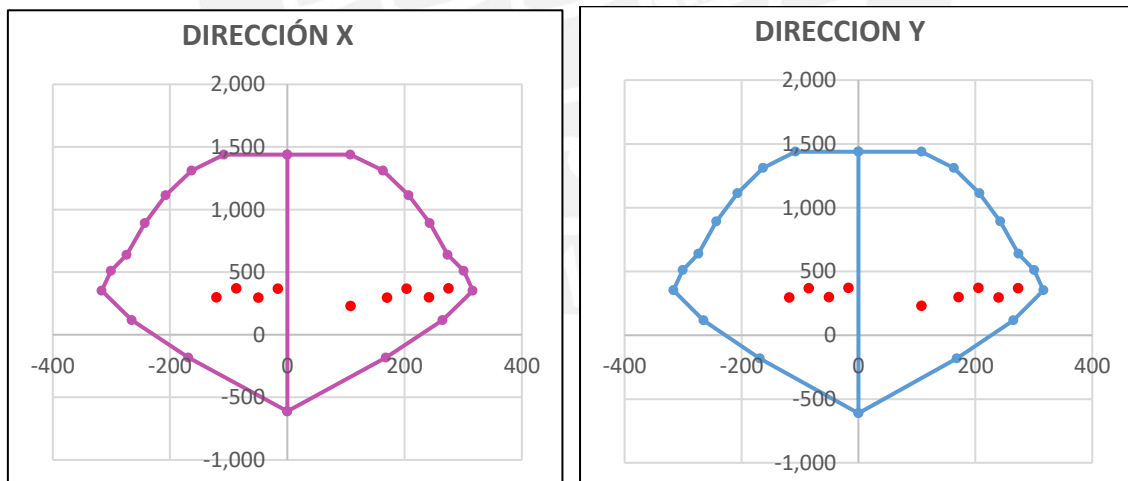


Figura 5.4: Curvas de interacción del pedestal – Caso Z4S3

- Diseño por corte

| f'_c (kgf/cm ²) | ln (m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | As (cm ²) | | ρ |
|----------------------------------|--------|--------|--------|--------|-----------------------|--------|--------|
| 280 | 1.40 | 90 | 90 | 84 | 16 Φ 1-3/8" | 153.28 | 1.9% |

| Vu cap. (tonf) | Vu comb (tonf) | Vu (a "d") | 0.85 Vc (tonf) | $\phi V_c < V_u$ | ϕ | Ab (cm ²) | Vs (tonf) | Vs máx (tonf) | Vs < Vs máx |
|-------------------|-------------------|---------------|-------------------|------------------|--------|--------------------------|--------------|------------------|-------------|
| 317.16 | 71.30 | 317.16 | 68.50 | estribos | 1/2 | 1.27 | 263.29 | 265.66 | OK |

| L1 (cm) | L0 | | | Zona de confinamiento (L1) | | |
|---------|----|---|---|----------------------------|---|-----|
| 90 | 1 | @ | 5 | rst | @ | 7.5 |

Caso Z2S3

- Diseño por flexión:

Se le colocó 20 Φ 1", distribuidos como indica la Figura 5.5.

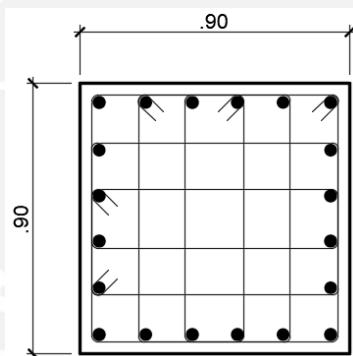


Figura 5.5: Refuerzo del pedestal – Caso Z2S3

Con dicho refuerzo se construyó una curva de interacción para cada dirección de análisis como se muestra en la Figura 5.6.

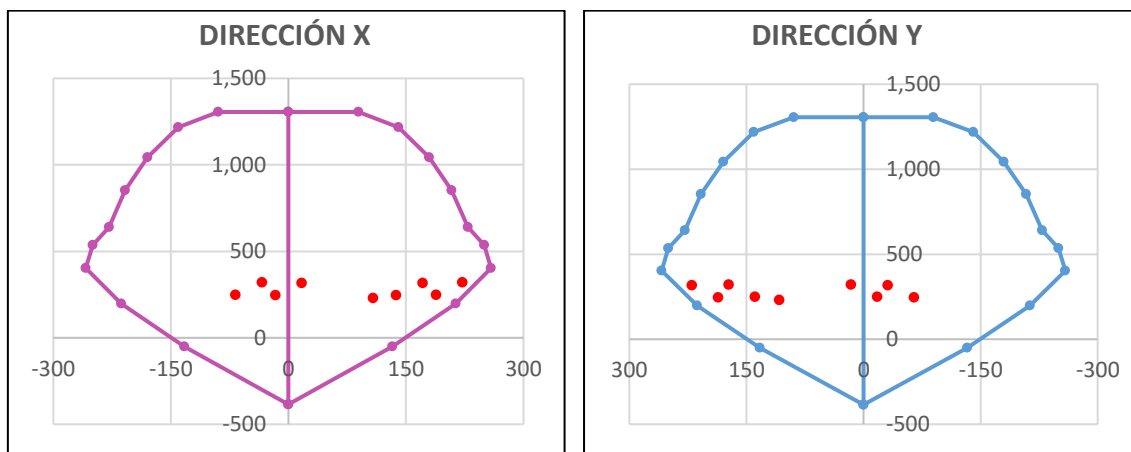


Figura 5.6: Curvas de interacción del pedestal – Caso Z2S3

- Diseño por corte

| f'c (kgf/cm²) | ln (m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | As (cm2) | | ρ | |
|------------------|--------|--------|--------|--------|----------|------|--------|------|
| 280 | 1.40 | 90 | 90 | 84 | 20 | Φ 1" | 101.40 | 1.3% |

| Vu cap. (tonf) | Vu comb (tonf) | Vu (a "d") | 0.85 Vc (tonf) | ϕ Vc < Vu | ϕ | Ab (cm ²) | Vs (tonf) | Vs máx (tonf) | Vs < Vs máx |
|-------------------|-------------------|---------------|-------------------|-------------------|------------|--------------------------|--------------|------------------|----------------|
| 225.29 | 50.40 | 225.29 | 68.50 | estribos | 3/8 | 0.71 | 184.46 | 265.66 | OK |

| L1 (cm) | L0 | | Zona de confinamiento (L1) | |
|---------|----------|------------|-------------------------------|--------------|
| 90 | 1 | @ 5 | rst | @ 7.5 |

Caso Z4S1

- Diseño por flexión

Se le colocó 16 Φ 1", distribuidos como indica la Figura 5.7.

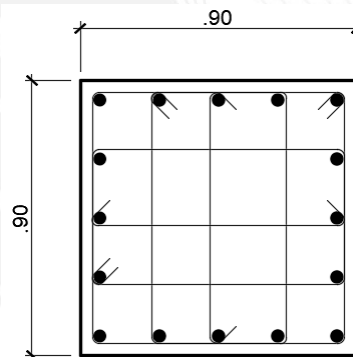


Figura 5.7: Refuerzo del pedestal – Caso Z4S1

Con dicho refuerzo se construyó una curva de interacción para cada dirección de análisis como se muestra en la Figura 5.8.

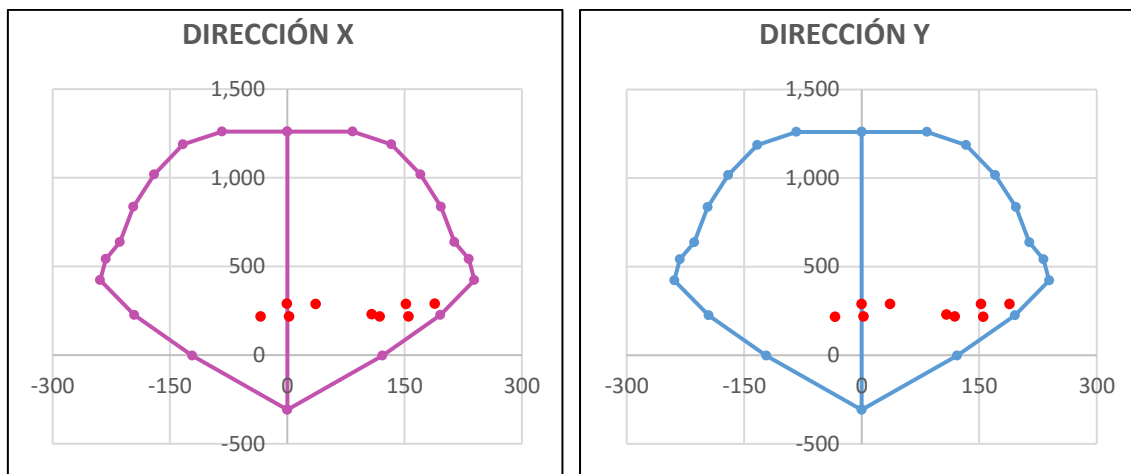


Figura 5.8: Curvas de interacción del pedestal – Caso Z4S1

- Diseño por corte

| f'c (kgf/cm²) | ln (m) | b (cm) | h (cm) | d (cm) | As (cm2) | | ρ | |
|------------------|--------|--------|--------|--------|----------|------|-------|------|
| 280 | 1.40 | 90 | 90 | 84 | 16 | Φ 1" | 81.12 | 1.0% |

| Vu cap. (tonf) | Vu comb (tonf) | Vu (a "d") | 0.85 Vc (tonf) | ϕ Vc < Vu | ϕ | Ab (cm ²) | Vs (tonf) | Vs máx (tonf) | Vs < Vs máx |
|-------------------|-------------------|---------------|-------------------|-------------------|------------|--------------------------|--------------|------------------|----------------|
| 185.07 | 37.30 | 185.07 | 67.87 | estribos | 3/8 | 0.71 | 137.88 | 265.66 | OK |

| L1 (cm) | L0 | | | Zona de confinamiento (L1) | | |
|---------|----------|----------|----------|-------------------------------|----------|------------|
| 90 | 1 | @ | 5 | rst | @ | 7.5 |

En resumen, el refuerzo a colocar será como sigue:

- Caso Z4S3 16 Φ 1-3/8" / estr. Φ 1/2": 1@0.05, rsto@0.075
- Caso Z2S3 20 Φ 1" / estr. Φ 3/8": 1@0.05, rsto@0.075
- Caso Z4S1 16 Φ 1" / estr. Φ 3/8": 1@0.05, rsto@0.075

5.3.2. Zapatas

Se analizó y diseñó la zapata más esforzada (eje 1A) para cada caso. Para ello, se extrajo las fuerzas axiales y momentos flectores actuantes en el pedestal (ver Tabla 5.2).

Tabla 5.2: Cargas actuantes

| Cargas | Z4S3 | Z2S3 | Z4S1 |
|-------------|------|------|------|
| Pm (tonf) | 143 | 143 | 143 |
| Pv (tonf) | 17 | 17 | 17 |
| Ps (tonf) | 170 | 120 | 89 |
| Mm (tonf.m) | 0 | 0 | 0 |
| Mv (tonf.m) | 0 | 0 | 0 |
| Ms (tonf.m) | 181 | 128 | 95 |

Además, se consideró cargas muertas adicionales, provenientes del peso propio de cada zapata y del peso del relleno correspondiente (ver Tabla 5.3).

Tabla 5.3: Cargas muertas adicionales

| Carga adicional | Z4S3 | Z2S3 | Z4S1 |
|-----------------|--------|--------|-------|
| Zapata | 101.40 | 153.60 | 24.58 |
| Relleno | 31.08 | 47.39 | 7.07 |
| Total | 132.48 | 200.99 | 31.65 |

Se han considerado zapatas cuadradas aisladas, las cuales tienen las características mostradas en la Tabla 5.4 , siguiendo la nomenclatura de la Figura 5.9.

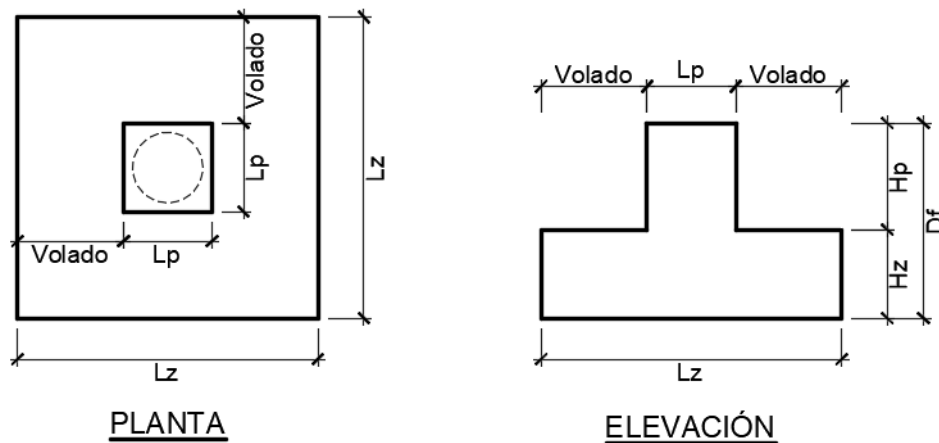


Figura 5.9: Nomenclatura de las características de la cimentación

Tabla 5.4: Características de la cimentación

| Características | Z4S3 | Z2S3 | Z4S1 |
|--|--------|--------|-------|
| Lado de zapata, L_z (m) | 6.50 | 8.00 | 3.20 |
| Área de zapata, A_z (m ²) | 42.25 | 64.00 | 10.24 |
| Inercia de zapata, I_z (m ⁴) | 148.76 | 341.33 | 8.74 |
| Profundidad de zapata, H_z (m) | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Longitud de pedestal, L_p (m) | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| Área de pedestal, A_p (m ²) | 0.81 | 0.81 | 0.81 |
| Volado (m) | 2.80 | 3.55 | 1.15 |
| Profundidad de cimentación, D_f (m) | 1.50 | 1.50 | 1.50 |

La capacidad admisible del suelo fue asumida para cada caso, según la zona sísmica y tipo de suelo (ver Tabla 5.5).

Tabla 5.5: Presión admisible del suelo

| Presión | Z4S3 | Z2S3 | Z4S1 |
|---------------------------------------|------|------|------|
| σ_{adm} (kgf/cm ²) | 1.30 | 0.85 | 4.00 |

Se realizó la verificación por presiones en cada zapata, usando cargas en etapa de servicio (ver Tablas 5.6, 5.8 y 5.10) y cargas en etapa última (ver Tablas 5.7, 5.9 y 5.11). Se puede apreciar que para todos los casos se cumple que $\sigma_u < \sigma_{adm}$, teniéndose como presiones máximas actuantes 1.28 kgf/cm² (Z4S3), 0.80 kgf/cm² (Z4S3) y 3.81 kgf/cm² (Z4S3).

Tabla 5.6: Verificación por presión en etapa de servicio – Z4S3

| Combinación | P (tonf) | M (tonf.m) | e (m) | σ (kgf/cm ²) |
|--------------|----------|------------|-------|---------------------------------|
| M+V | 292.48 | 0.00 | 0.00 | 0.53 |
| M+V+0.8S | 428.48 | 144.80 | 0.34 | 1.02 |
| M+V-0.8S | 156.48 | -144.80 | -0.93 | 0.53 |
| Verificación | | | | OK |

Tabla 5.7: Verificación por presión en etapa última – Z4S3

| Combinación | P (tonf) | M (tonf.m) | e (m) | σ (kgf/cm ²) |
|--------------|----------|------------|-------|---------------------------------|
| 1.4M+1.7V | 414.6 | 0.0 | 0.00 | 0.98 |
| 1.25(M+V)+S | 535.6 | 181.0 | 0.34 | 1.28 |
| 1.25(M+V)-S | 195.6 | -181.0 | -0.93 | 0.66 |
| 0.9M+S | 417.9 | 181.00 | 0.43 | 1.07 |
| 0.9M-S | 77.9 | -181.00 | -2.32 | 0.45 |
| Verificación | | | | OK |

Tabla 5.8: Verificación por presión en etapa de servicio – Z2S3

| Combinación | P (tonf) | M (tonf.m) | e (m) | σ (kgf/cm ²) |
|--------------|----------|------------|-------|---------------------------------|
| M+V | 360.99 | 0.00 | 0.00 | 0.43 |
| M+V+0.8S | 456.99 | 102.40 | 0.22 | 0.64 |
| M+V-0.8S | 264.99 | -102.40 | -0.39 | 0.41 |
| Verificación | | | | OK |

Tabla 5.9: Verificación por presión en etapa última – Z2S3

| Combinación | Pu (tonf) | Mu (tonf.m) | e (m) | σ (kgf/cm ²) |
|--------------|-----------|-------------|-------|---------------------------------|
| 1.4M+1.7V | 510.5 | 0.0 | 0.00 | 0.80 |
| 1.25(M+V)+S | 571.2 | 128.0 | 0.22 | 0.80 |
| 1.25(M+V)-S | 331.2 | -128.0 | -0.39 | 0.51 |
| 0.9M+S | 429.6 | 128.00 | 0.30 | 0.63 |
| 0.9M-S | 189.6 | -128.00 | -0.68 | 0.34 |
| Verificación | | | | OK |

Tabla 5.10: Verificación por presión en etapa de servicio – Z4S1

| Combinación | Pu (tonf) | Mu (tonf.m) | e (m) | σ (kgf/cm ²) |
|--------------|-----------|-------------|-------|---------------------------------|
| M+V | 191.65 | 0.00 | 0.00 | 1.44 |
| M+V+0.8S | 262.85 | 76.00 | 0.29 | 3.04 |
| M+V-0.8S | 120.45 | -76.00 | -0.63 | 1.98 |
| Verificación | | | | OK |

Tabla 5.11: Verificación por presión en etapa última – Z4S1

| Combinación | Pu (tonf) | Mu (tonf.m) | e (m) | σ (kgf/cm ²) |
|--------------|-----------|-------------|-------|---------------------------------|
| 1.4M+1.7V | 273.4 | 0.00 | 0.00 | 2.67 |
| 1.25(M+V)+S | 328.6 | 95.00 | 0.29 | 3.81 |
| 1.25(M+V)-S | 150.6 | -95.00 | -0.63 | 2.47 |
| 0.9M+S | 246.2 | 95.00 | 0.39 | 3.19 |
| 0.9M-S | 68.2 | -95.00 | -1.39 | 1.85 |
| Verificación | | | | OK |

La fuerza cortante y el momento flector actuante mostrados en la Tabla 5.12 son obtenidos a partir de la máxima presión actuante y, el momento flector resistente ΦM_n es obtenido con el refuerzo colocado que se muestra en la Tabla 5.13.

Tabla 5.12: Verificación por corte y flexión

| Verificación | Z4S3 | Z2S3 | Z4S1 |
|---------------------|-----------|-----------|-----------|
| V_u (tonf) | 31.60 | 27.63 | 12.37 |
| ΦV_n (tonf) | 67.84 | 67.84 | 67.84 |
| $V_u < \Phi V_n$ | OK | OK | OK |
| M_u (tonf.m) | 65.20 | 65.69 | 32.72 |
| ΦM_n (tonf.m) | 66.03 | 66.03 | 33.34 |
| $V_u < \Phi V_n$ | OK | OK | OK |

En la Tabla 5.13 se muestran los resultados del diseño por flexión de las zapatas, considerando refuerzo mínimo en su cara superior. Además, se aprecia que en los casos Z4S3 y Z2S3 las zapatas requieren en su cara inferior bastones de 5/8"@0.20m.

Tabla 5.13: Diseño por flexión

| Diseño por flexión | | Z4S3 | | Z2S3 | | Z4S1 | |
|---|--------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | | Superior | Inferior | Superior | Inferior | Superior | Inferior |
| Actuante (Mmin en cara sup.) | M_u (tonf.m) | 18.27 | 65.20 | 18.27 | 65.69 | 18.27 | 32.72 |
| | A_s (cm ²) | 5.40 | 19.54 | 5.40 | 19.69 | 5.40 | 9.71 |
| | a (cm) | 0.95 | 3.45 | 0.95 | 3.47 | 0.95 | 1.71 |
| Resistente (según A_s colocado) | # Barras | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 1 |
| | Φ Barras | 1/2" | 5/8" | 1/2" | 5/8" | 1/2" | 5/8" |
| | s (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| | A_s (cm ²) | 6.33 | 19.79 | 6.33 | 19.79 | 6.33 | 9.90 |
| | a (cm) | 1.12 | 3.49 | 1.12 | 3.49 | 1.12 | 1.75 |
| | ΦM_n (tonf.m) | 21.41 | 66.03 | 21.41 | 66.03 | 21.41 | 33.34 |

6. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.1. COMPARACIONES ENTRE EDIFICACIONES

6.1.1. Entre edificaciones de base empotrada

En la Figura 6.1 se observa que los desplazamientos en la azotea, las derivas de entrepiso y las cortantes en la superestructura se relacionan como sigue: $Z4S3 > Z4S1 > Z2S1$, siendo $Z4S3 = 1.41 Z2S3$ y $Z4S1 = 1.29 Z2S3$. Estas relaciones son las mismas que se cumplen al relacionar los parámetros sísmicos Z.S de cada uno de los casos. Esto es debido a que nos encontramos en la plataforma del espectro de pseudo – aceleraciones (Figura 4.7).

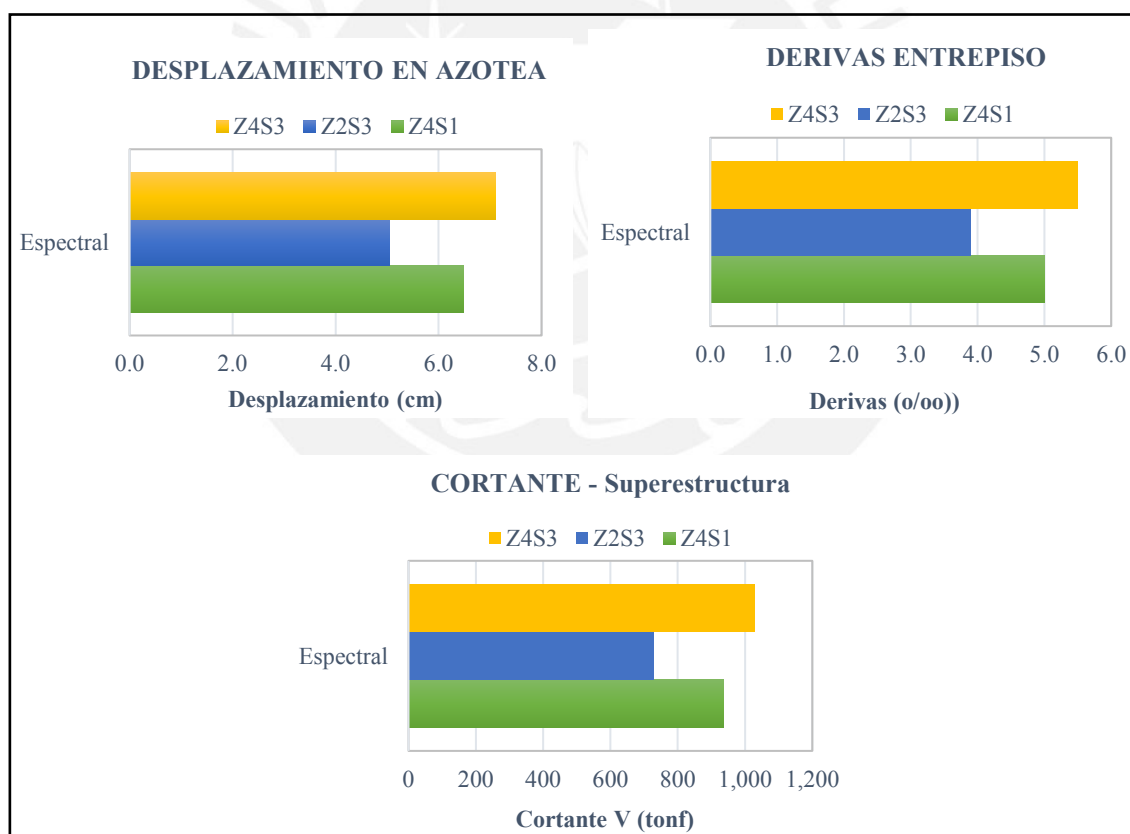


Figura 6.1: Respuestas de las edificaciones de base empotrada

6.1.2. Entre edificaciones aisladas

En las Figuras 6.2 y 6.3 se observa que los desplazamientos, las derivas de entrepiso y las fuerzas cortantes se relacionan como sigue: $Z4S3 > Z2S3 > Z4S1$, siendo $Z4S3 = 1.41 Z2S3$ y $Z2S3 = 1.38 Z4S1$. El cambio de la relación existente entre los dos últimos casos es debido a que ya no se encuentran en la plataforma del espectro de pseudo – aceleraciones (ver Figura 4.8), sino que para un mismo periodo $T_M=2.3$ seg, las relaciones entre espectros dependen de los valor T_P y T_L .

Por otro lado, se puede notar que los resultados dependen del tipo de análisis aplicado, cumpliéndose que: Estático > Espectral > Tiempo – Historia y que en promedio: Estático = 1.1 Espectral y Espectral = 1.4 T. H.

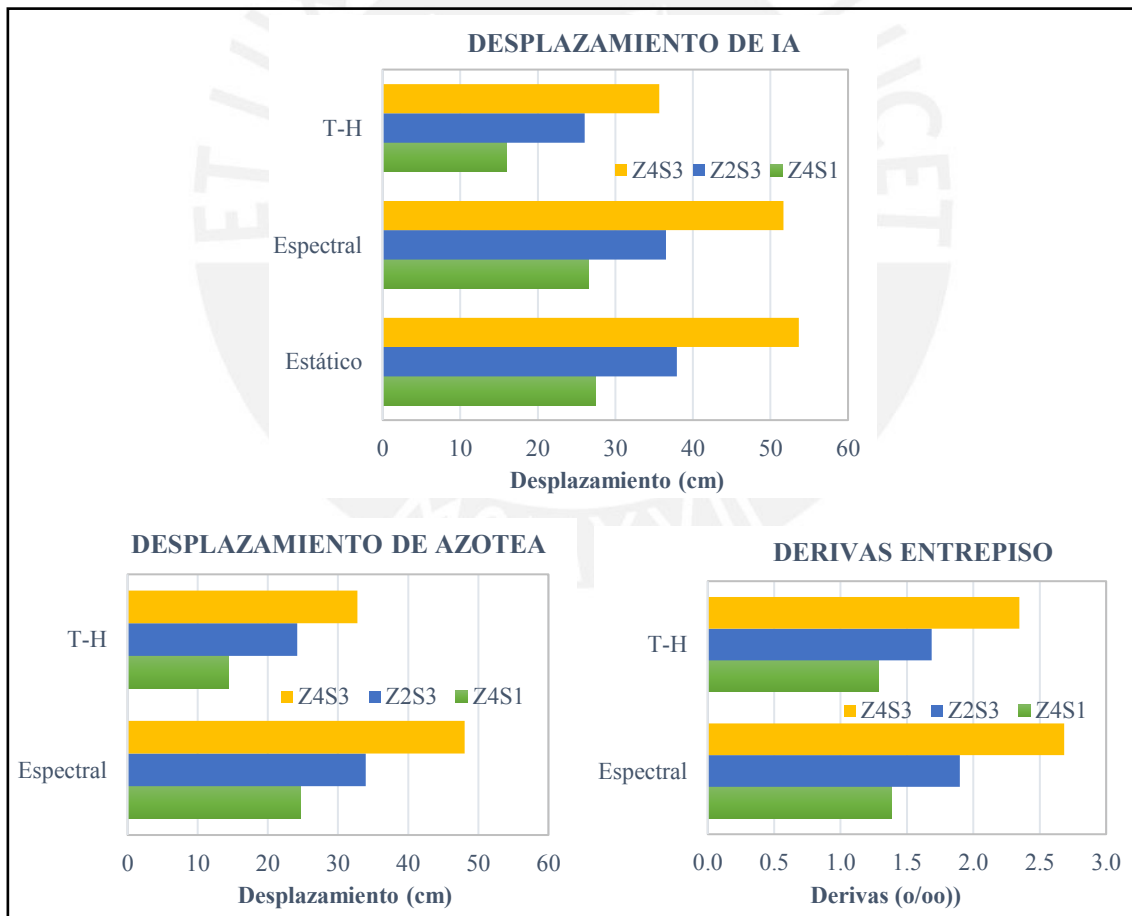


Figura 6.2: Desplazamientos y derivas de las edificaciones aisladas

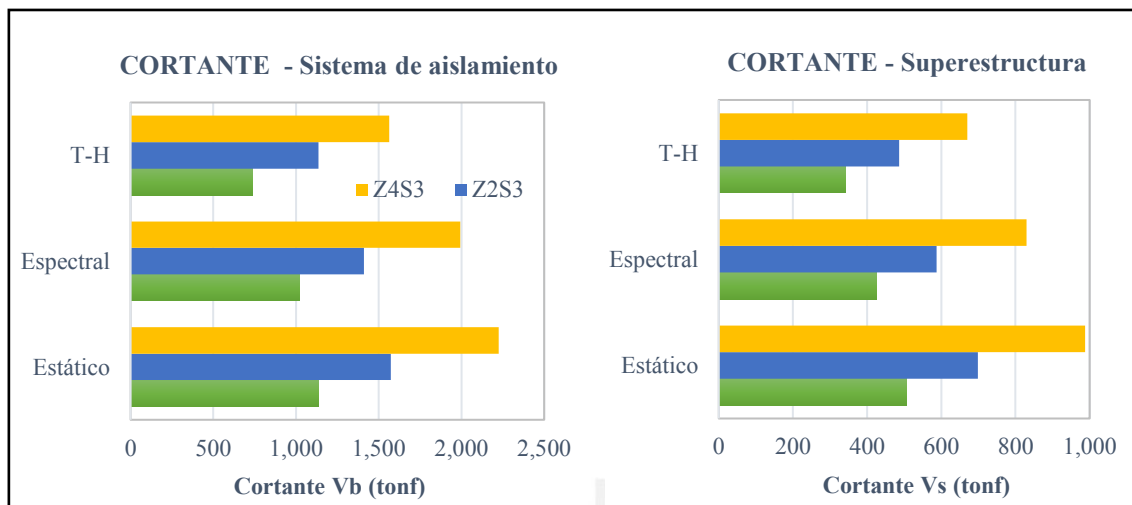


Figura 6.3: Fuerzas cortantes de las edificaciones aisladas

6.1.3. Entre edificaciones de base empotrada y aislada del mismo caso

La Figura 6.4 demuestra que los desplazamientos en la azotea y las derivas de entrepiso se reducen al aislar la edificación, siendo esta reducción un 50% para los casos Z4S3 y Z2S3, y un 70% para el caso Z4S1. Por lo que, los aisladores son más efectivos si la estructura se ubica en un suelo rígido.

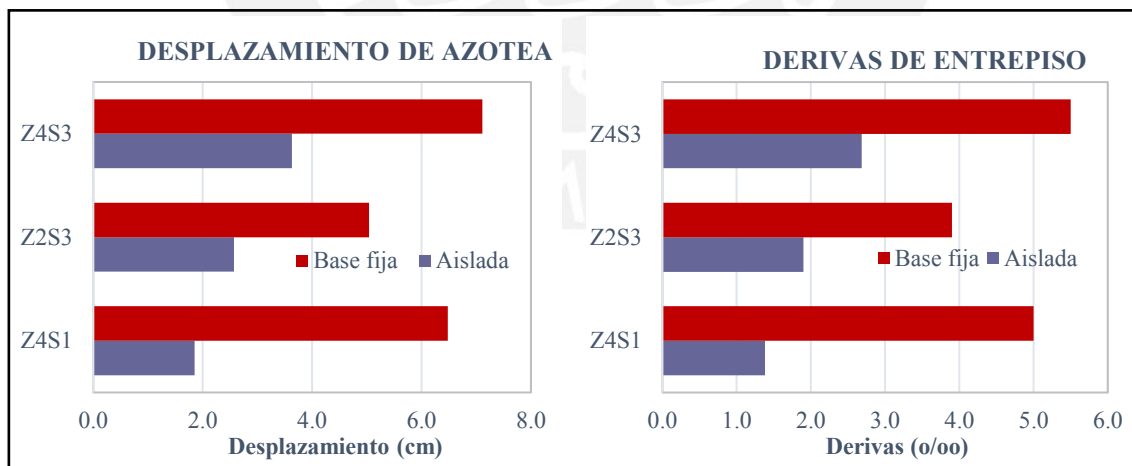


Figura 6.4: Desplazamientos y derivas de edificaciones de base empotrada y aislada

La Figura 6.5 muestra que las fuerzas cortantes en la base de la superestructura se reducen al aislar la edificación, siendo esta reducción un 20% para los casos Z4S3 y Z2S3, y un 50% para el caso Z4S1. Por lo que, los aisladores son más efectivos si la estructura se ubica en un suelo rígido.

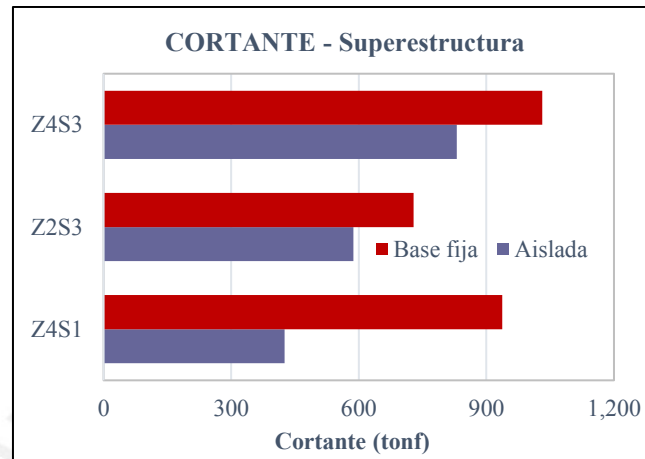


Figura 6.5: Fuerzas cortantes de las edificaciones de base empotrada y aislada

6.2. EFICIENCIA DE LOS AISLADORES

Se seleccionaron cuatro parámetros de interés para determinar la eficiencia de los aisladores en cada uno de los casos de estudio, estableciéndose la siguiente expresión:

$$\text{Eficiencia} = \frac{\%RD \cdot \%RV}{Dba \cdot Vba} \quad (\text{Ecuación 21})$$

Donde:

%RD = porcentaje de reducción del desplazamiento en la azotea, al aislar la edificación.

%RV = porcentaje de reducción de la fuerza cortante en la base de la superestructura, al aislar la edificación.

Dba = desplazamiento en la azotea en la edificación de base aislada, en cm

Vba = fuerza cortante en la base de la superestructura en la edificación de base aislada, en tonf

En la Tabla 6.1 se muestran los resultados para cada caso de estudio:

Tabla 6.1: Eficiencia de los aisladores

| CASOS | %RD | %RV | Db _a (cm) | V _{ba} (tonf) | Eficiencia |
|-------------|-----|-----|----------------------|------------------------|-------------|
| Z4S1 | 71% | 55% | 1.9 | 425 | 4.96 |
| Z2S3 | 49% | 19% | 2.6 | 587 | 0.63 |
| Z4S3 | 49% | 19% | 3.6 | 830 | 0.32 |

De la Tabla 6.1 se puede notar que la eficiencia de los aisladores en Z4S1 es 8 veces mayor que en Z2S3 y 16 veces mayor que en Z4S3. Y al ser en Z2S3 el doble de eficiente que en Z4S3 (propuesto por la norma) podría también considerarse el uso de aisladores en este caso de estudio.

La eficiencia de los aisladores puede incrementarse si existe un aumento en los porcentajes de reducción del desplazamiento en azotea y de la fuerza cortante basal al aislar la edificación; o si por el contrario existe una reducción de los desplazamientos y fuerza cortante de la edificación aislada.

6.3. SENSIBILIDAD A LA INFLUENCIA DEL SUELO

En la Tabla 6.2 se muestran las respuestas del análisis (desplazamientos, derivas y fuerzas cortantes) y diseño (momentos flectores en elementos más esforzados) de la edificación para cada uno de los casos de estudio.

Tabla 6.2: Respuestas del análisis y diseño

| CASO | Análisis | | | | | Diseño | | | |
|-------------|----------|-------------|-------------|-----------------------|-----------------------|-------------------|------------------|---------------------|----------------------|
| | DM (mm) | Dazot. (mm) | Der. (o/oo) | V _b (tonf) | V _s (tonf) | Mu placa (tonf.m) | Mu viga (tonf.m) | Mu viga NB (tonf.m) | Mu pedestal (tonf.m) |
| Z4S1 | 246 | 265 | 1.4 | 1,020 | 425 | 264 | 35.5 | 73 | 189 |
| Z2S3 | 340 | 365 | 1.9 | 1,410 | 587 | 316 | 46.5 | 95 | 222 |
| Z4S3 | 481 | 516 | 2.7 | 1,994 | 830 | 405 | 64 | 135 | 275 |

En la Figura 6.6 se muestran las respuestas de la Tabla 6.2 normalizadas al caso Z4S1 por tener los menores valores. Por ello, se muestra los coeficientes sísmicos (1.5ZUCS) en el eje de las abscisas y la amplificación (con respecto a Z4S1) en el eje de las ordenadas. Además, se muestran las líneas y curvas de tendencia, con su respectiva ecuación para cada parámetro de interés, que permitirán obtener las respuestas aproximadas del análisis y diseño de la edificación en estudio para otras combinaciones ZS.

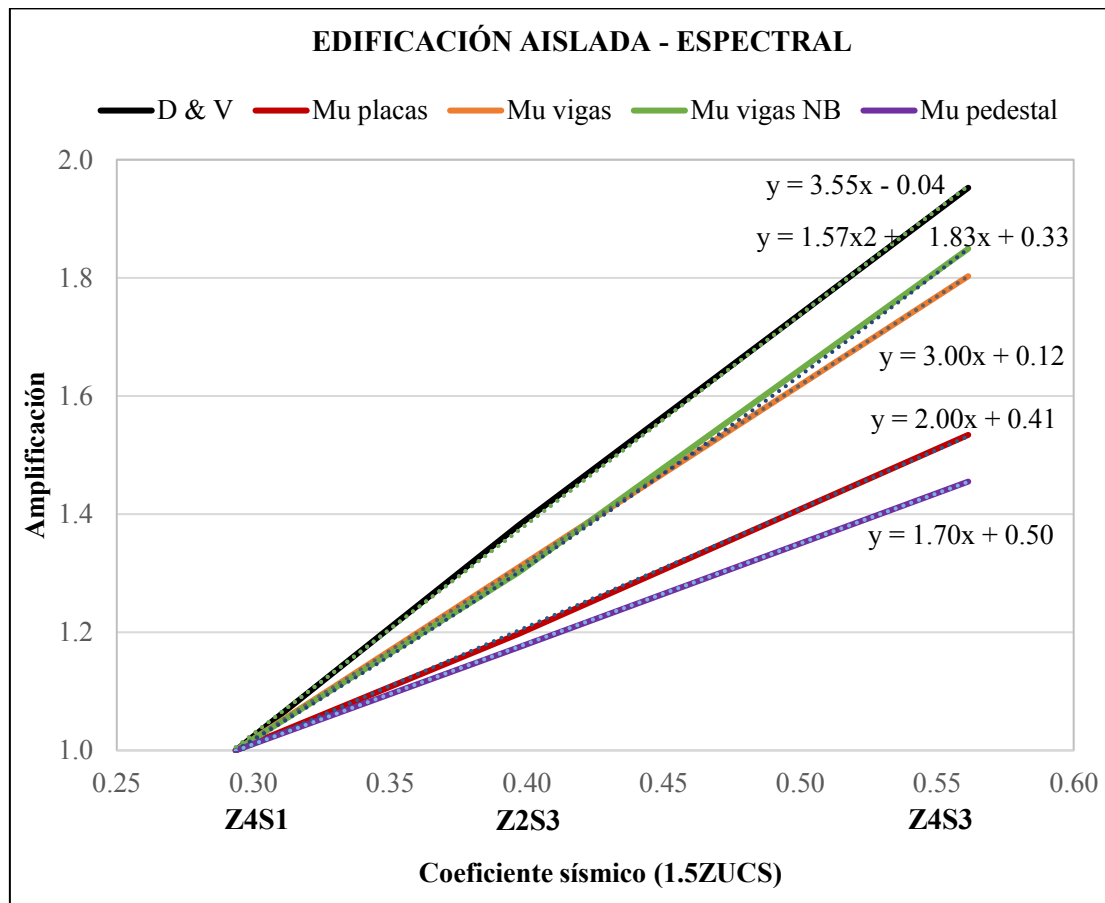


Figura 6.6: amplificación (con respecto a Z4S1) vs coeficiente sísmico

La Figura 6.6 también permite conocer la sensibilidad de los parámetros estudiados ante la influencia del suelo. De esta manera, los parámetros que presentan mayor sensibilidad son los desplazamientos (D) y fuerzas cortantes (V) tanto en la superestructura como en la interfaz de aislamiento; mientras que, los parámetros que presentan menor sensibilidad son los momentos flectores en los pedestales. En general, se puede apreciar que los momentos en los elementos verticales (placas y pedestales) son menos sensibles que los momentos en los elementos horizontales (vigas de techo y vigas del nivel de base).

Además se puede notar que la sensibilidad aumenta en menos proporción de Z4S1 a Z2S3 (amplificación promedio de 1.3) que de Z4S1 a Z4S3 (amplificación promedio 1.7). Por lo tanto, se puede decir que la sensibilidad al cambiar a Z4S3 es aproximadamente el doble que al cambiar a Z2S3.

6.4. EDIFICACIONES CON DISTINTO PERIODO

En la Tabla 6.3 se muestran los coeficientes sísmicos (C_s) correspondiente al periodo $T_M = 2.3$ seg (periodo de la edificación aislada en estudio). Si consideramos que la norma E.030 obliga a usar aisladores en hospitales de las zonas sísmicas 3 y 4, el rango de coeficientes sísmicos estaría comprendido entre 0.228 y 0.561 (definido por los casos Z4S1 y Z4S3); por lo tanto debería poder considerarse el uso de aisladores en las edificaciones de la zona sísmica 2 con condiciones de suelo S2 (0.255) y S3 (0.397).

Tabla 6.3: Coeficientes sísmicos para $T_M = 2.3$ seg.

| | S1 | S2 | S3 |
|-----------|--------------|-------|--------------|
| Z4 | 0.293 | 0.402 | 0.561 |
| Z3 | 0.228 | 0.343 | 0.476 |
| Z2 | 0.163 | 0.255 | 0.397 |
| Z1 | 0.065 | 0.136 | 0.227 |

Si generamos coeficientes sísmicos para la edificación aislada con periodos $T_M > 2.5$ seg. (ver grupo de Tablas 6.4) se puede notar que sucede lo mismo que cuando se tiene periodo $T_M = 2.3$ seg, por lo que podría considerarse el uso de aisladores en las edificaciones de la zona sísmica 2 con condiciones de suelo S2 y S3.

Tabla 6.4: Coeficientes sísmicos para $T_M > 2.5$ seg.

$T_M = 2.5$ seg.

| | S1 | S2 | S3 |
|-----------|--------------|-------|--------------|
| Z4 | 0.270 | 0.341 | 0.475 |
| Z3 | 0.210 | 0.290 | 0.403 |
| Z2 | 0.150 | 0.216 | 0.336 |
| Z1 | 0.060 | 0.115 | 0.192 |

$T_M = 3.0$ seg.

| | S1 | S2 | S3 |
|-----------|--------------|-------|--------------|
| Z4 | 0.188 | 0.237 | 0.330 |
| Z3 | 0.146 | 0.202 | 0.280 |
| Z2 | 0.104 | 0.150 | 0.233 |
| Z1 | 0.042 | 0.080 | 0.133 |

$T_M = 3.5$ seg.

| | S1 | S2 | S3 |
|-----------|--------------|-------|--------------|
| Z4 | 0.138 | 0.174 | 0.242 |
| Z3 | 0.107 | 0.148 | 0.206 |
| Z2 | 0.077 | 0.110 | 0.171 |
| Z1 | 0.031 | 0.059 | 0.098 |

 $T_M = 4.0$ seg.

| | S1 | S2 | S3 |
|-----------|--------------|-------|--------------|
| Z4 | 0.105 | 0.133 | 0.186 |
| Z3 | 0.082 | 0.113 | 0.158 |
| Z2 | 0.059 | 0.084 | 0.131 |
| Z1 | 0.023 | 0.045 | 0.075 |

Sin embargo, si generamos coeficientes sísmicos para la edificación aislada con periodos $T_M < 2.5$ seg. (ver grupo de Tablas 6.5) se puede notar que podría considerarse el uso de aisladores en las edificaciones no sólo en la zona sísmica 2 con condiciones de suelo S2 y S3, sino también en la zona sísmica 1 con suelo S3.

Tabla 6.5: Coeficientes sísmicos para $T_M > 2.5$ seg. **$T_M = 1.5$ seg.**

| | S1 | S2 | S3 |
|-----------|--------------|-------|--------------|
| Z4 | 0.450 | 0.710 | 1.238 |
| Z3 | 0.350 | 0.806 | 1.050 |
| Z2 | 0.250 | 0.600 | 0.875 |
| Z1 | 0.100 | 0.320 | 0.500 |

 $T_M = 2.0$ seg.

| | S1 | S2 | S3 |
|-----------|--------------|-------|--------------|
| Z4 | 0.338 | 0.532 | 0.743 |
| Z3 | 0.263 | 0.453 | 0.630 |
| Z2 | 0.188 | 0.338 | 0.525 |
| Z1 | 0.075 | 0.180 | 0.300 |

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Conclusiones

Se logró evaluar la influencia de las condiciones del suelo en el comportamiento estructural de un módulo hospitalario de 4 pisos con muros estructurales y con aislamiento sísmico, mediante los resultados de su análisis y diseño, considerando diferentes zonas sísmicas y tipos de suelo.

El caso Z2S3 es el de menor sollicitación de fuerza sísmica cuando se evalúa la estructura con base fija. Por otro lado, este caso es el segundo más exigente cuando se evalúa la estructura aislada. Esto se debe a la definición de los espectros de pseudo aceleraciones.

Las derivas de entrepiso y la fuerza cortante en la base de la superestructura se reducen al aislar la edificación, siendo esta reducción en derivas 50% y 70% para los casos de suelo flexible y suelo rígido respectivamente; y en fuerza cortante 20% y 50% para los casos de suelo flexible y suelo rígido respectivamente.

La eficiencia de los aisladores se ha cuantificado como el producto de los porcentajes de reducción del desplazamiento en la azotea y de la fuerza cortante en la base de la superestructura al aislar la edificación, dividido entre el producto del desplazamiento de la azotea y la fuerza cortante de la edificación aislada. Esta eficiencia puede ser mayor si se aumentan los primeros factores; o si por el contrario se reducen los últimos factores.

La eficiencia de los aisladores en Z4S1 es 16 veces mayor que en Z4S3. Por lo que los aisladores son más efectivos si están sobre suelo rígido. Por otro lado, si la eficiencia de los aisladores en Z2S3 es el doble que en Z4S3 (propuesto por la norma), podría también considerarse el uso de aisladores en este caso de estudio.

La gráfica 6.6: amplificación (con respecto a las respuestas del caso Z4S1) vs coeficiente sísmico (1.5ZUCS), permite conocer la sensibilidad a la influencia del suelo de cada parámetro estudiado, teniéndose que los de mayor sensibilidad son los desplazamientos y las cortantes en la superestructura y en el nivel de aislamiento, seguido de los momentos flectores en los elementos horizontales (vigas del nivel de aislamiento y vigas de techo) y finalmente, los momentos flectores en los elementos verticales (placas y pedestales).

En la evaluación de la edificación aislada con periodos menores y mayores al del caso de estudio, se presentaron casos con zonas no obligatorias (Z1 y Z2) cuyo coeficiente sísmico se encuentra comprendido entre la mínima y máxima exigencia sísmica para las zonas obligatorias (Z4 y Z3), por lo que podría considerarse el uso de aisladores en tales casos.

Un mayor desplazamiento del sistema de aislamiento requiere un mayor diámetro del aislador para poder soportar la carga axial actuante, por lo que se tienen aisladores de diámetros 57, 65 y 70 cm para los casos Z4S1, Z2S3 y Z4S3, respectivamente.

Para mayores desplazamientos del sistema de aislamiento podrá ser necesario el uso adicional de amortiguadores en la base de la edificación, conformando junto con los aisladores un sistema híbrido.

Recomendaciones

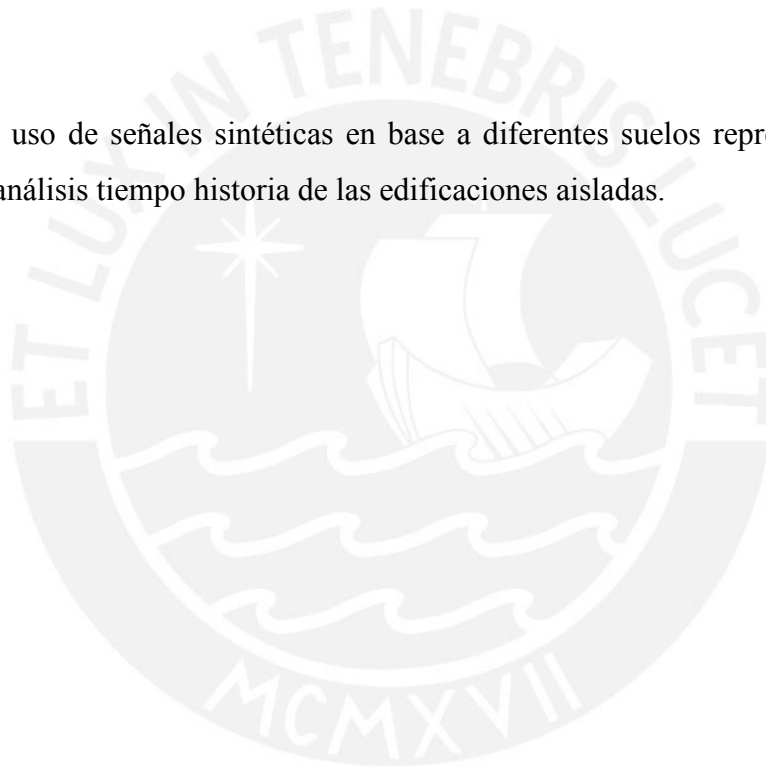
Considerar y evaluar el uso de sistemas de aislamiento sísmico en edificaciones ubicadas en zona sísmica Z2 y en suelo flexible S3, a pesar de que no ser obligatorio para la norma técnica “Diseño Sismorresistente” E.030.

Futuras líneas de investigación

Para futuras investigaciones considerar otras combinaciones de suelo y zona sísmica, para tener una mayor perspectiva del comportamiento estructural de estructuras aisladas ante las diferentes condiciones de suelo.

Evaluar la influencia de las condiciones del suelo en el comportamiento de estructuras aisladas con distintas características en cuanto a la relación de aspecto en planta, número de pisos, sistema estructural, tipo de aisladores y considerando la interacción suelo – estructura.

Considerar el uso de señales sintéticas en base a diferentes suelos representativos del Perú, para el análisis tiempo historia de las edificaciones aisladas.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguirre, Y. y Hullanca, L. (2016). Influencia de la esbeltez en el comportamiento estructural de edificios con aislamiento en la base. Tesis de pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima – Perú.
- Blanco, A. (1991). Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado. Lima – Perú.
- Dynamic Isolation Systems (DIS). Seismic Isolation for buildings and bridges. USA.
- Korswagen, P., Arias, J. y Huaranga, P. (2012). Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú. Tesis de pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima – Perú.
- Naeim, F. and Kelly, J. M. (1999). Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Mendo, A. (2015). Bases para la implementación de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Tesis de maestría. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima – Perú.
- Meza, R. y Sánchez, E. (2010). Guía de diseño sísmico de aisladores elastoméricos y de fricción para la Republica de Nicaragua. Tesis de pregrado. Universidad Nacional de Ingeniería. Managua – Nicaragua.
- Muñoz, A. (1999). Ingeniería sismorresistente. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima – Perú.
- Nagarajaiah S., Reinhorn A.M. and Constantinou M.C., (1993). Torsion coupling in sliding base-isolated structures. Journal of Structural Engineering ASCE.
- Norma ASCE/SEI 7-16 (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. USA
- Pinzón, N. y Martínez, E. (2014). Estado del arte y modelo didáctico – descriptivo de amortiguadores y aisladores sísmicos. Tesis de pregrado. Universidad Católica de Colombia. Bogotá – Colombia.
- San Bartolomé, A. (1998). Análisis de Edificios. 1ra ed. Lima: Fondo editorial PUCP.
- Velásquez, J. (2006). Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante Curvas de Fragilidad analíticas. Tesis de maestría. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima – Perú.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

“Influencia de las condiciones del suelo en el comportamiento estructural de un hospital con aislamiento sísmico en la base”

ANEXOS

Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil, que presenta:

Erika Thalia Solórzano Flores

Asesor: Mg. Christian Alberto Asmat Garaycochea

Lima, Junio del 2019

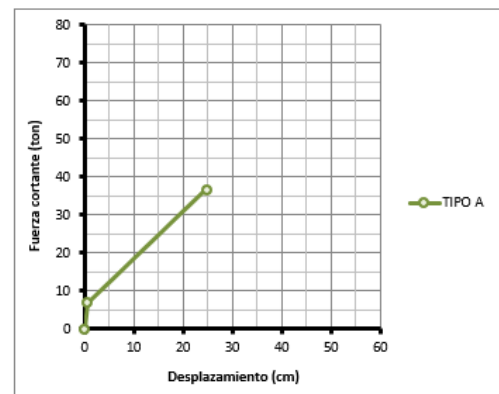
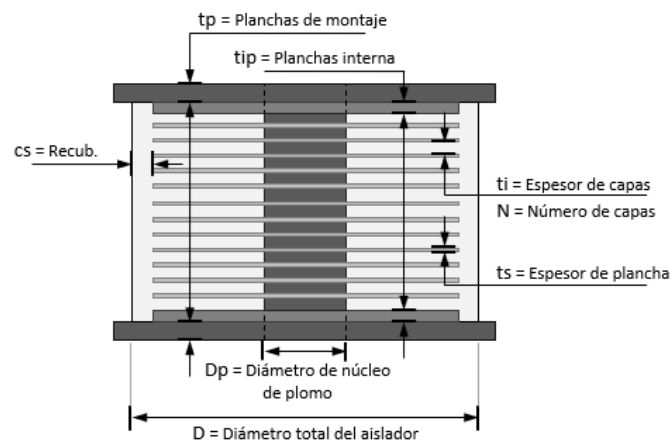
ANEXO 1: DISEÑO DE AISLADORES – CASO Z4S1

En el caso Z4S1 se tiene un desplazamiento en la interfaz de aislamiento de 24.6 cm, por lo que con aisladores de diámetro 57 cm se tiene una capacidad axial de 460.8 tonf, la cual es mayor a la carga axial actuante de 313 tonf.

| AMORTIGUAMIENTO Y COEFICIENTES | | | | | |
|--------------------------------|--------|---------------|-------|---------------|-------|
| β_m MCE | 10.35% | β_m MCE | 1.216 | β_s MCE | 1.298 |
| β_m DBE | 11.19% | β_m DBE | 1.246 | β_s DBE | 1.346 |

| DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS | | | |
|-------------------------|---------|------------|---------|
| Desp MCE | 24.6 cm | Desp TMCE | 24.7 cm |
| Desp DBE | 22.3 cm | Desp T DBE | 25.7 cm |

CARACTERÍSTICAS DE LOS AISLADORES



| ITEM AISLADORES | DIÁMETRO AISLADOR cm | Dp mm | N | ti mm | ts mm | tp mm | cs mm | G kg/cm ² | ALTURA TOTAL cm | CAPACIDAD Sin deformar ton | CAPACIDAD Deformado ton |
|-----------------|----------------------|-------|----|-------|-------|-------|-------|----------------------|-----------------|----------------------------|-------------------------|
| A | 57 | 98.0 | 14 | 6.5 | 3.0 | 25.4 | 20.0 | 4.55 | 23.2 | 426.2 | 460.8 |

PROPIEDADES LINEALES Y NO LINEALES DE LOS AISLADORES

| ITEM AISLADORES | Qd ton | Qd / W | Kv ton/m | Kd ton/m | Ke ton/m | Dy cm | Fy ton |
|-----------------|--------|--------|----------|----------|----------|-------|--------|
| A | 6.07 | 2.91% | 179000 | 123.8 | 1238.2 | 0.54 | 6.75 |

| ITEM AISLADORES | Keff MCE ton/m | Keff DBE ton/m | β_{eff} MCE | β_{eff} DBE | C2 = C3 MCE ton.s/m | C2 = C3 DBE ton.s/m |
|-----------------|----------------|----------------|-------------------|-------------------|---------------------|---------------------|
| A | 148.50 | 151.03 | 10.3% | 11.2% | 12.26 | 13.37 |

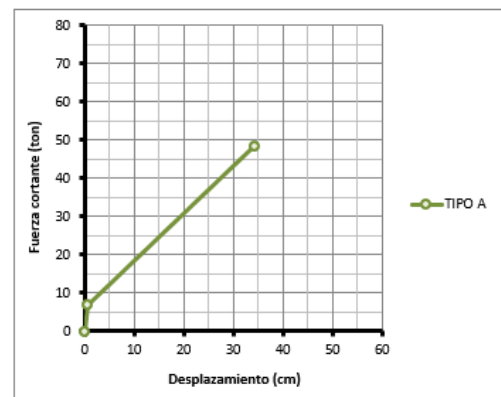
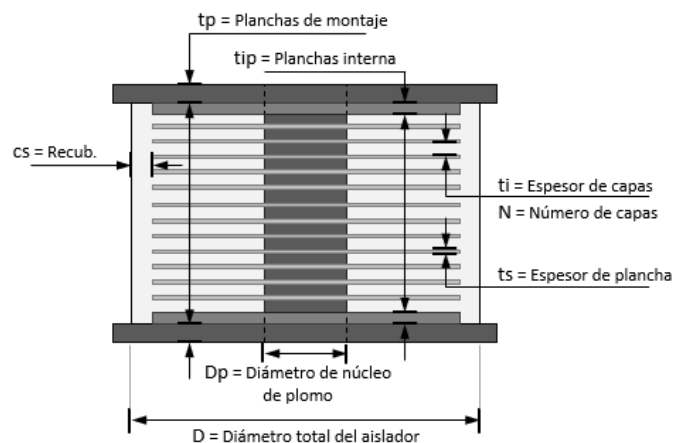
ANEXO 2: DISEÑO DE AISLADORES – CASO Z2S3

En el caso Z2S3 se tiene un desplazamiento en la interfaz de aislamiento de 34 cm, por lo que con aisladores de diámetro 57 cm se tiene una capacidad axial de 252 tonf, la cual es menor a la carga axial actuante de 329 tonf.

| AMORTIGUAMIENTO Y COEFICIENTES | | | | | |
|--------------------------------|--------|---------------|-------|---------------|-------|
| β_m MCE | 7.90% | β_m MCE | 1.119 | β_s MCE | 1.159 |
| β_m DBE | 11.19% | β_m DBE | 1.246 | β_s DBE | 1.346 |

| DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS | | | |
|-------------------------|---------|------------|---------|
| Desp MCE | 34.0 cm | Desp T MCE | 34.1 cm |
| Desp DBE | 22.3 cm | Desp T DBE | 25.7 cm |

CARACTERÍSTICAS DE LOS AISLADORES



| ITEM AISLADORES | DIÁMETRO AISLADOR cm | Dp mm | N | ti mm | ts mm | tp mm | cs mm | G kg/cm ² | ALTURA TOTAL cm | CAPACIDAD Sin deformar ton | CAPACIDAD Deformado ton |
|-----------------|-------------------------|------------|-----|------------|------------|------------|------------|---------------------------|--------------------|-------------------------------|----------------------------|
| A | 57 | 98.0 | 14 | 6.5 | 3.0 | 25.4 | 20.0 | 4.55 | 23.2 | 426.2 | 252.4 |

PROPIEDADES LINEALES Y NO LINEALES DE LOS AISLADORES

| ITEM AISLADORES | Q_d ton | Q_d / W | K_v ton/m | K_d ton/m | K_e ton/m | D_y cm | F_y ton |
|-----------------|--------------|-----------|----------------|----------------|----------------|-------------|--------------|
| A | 6.07 | 2.91% | 179000 | 123.8 | 1238.2 | 0.54 | 6.75 |

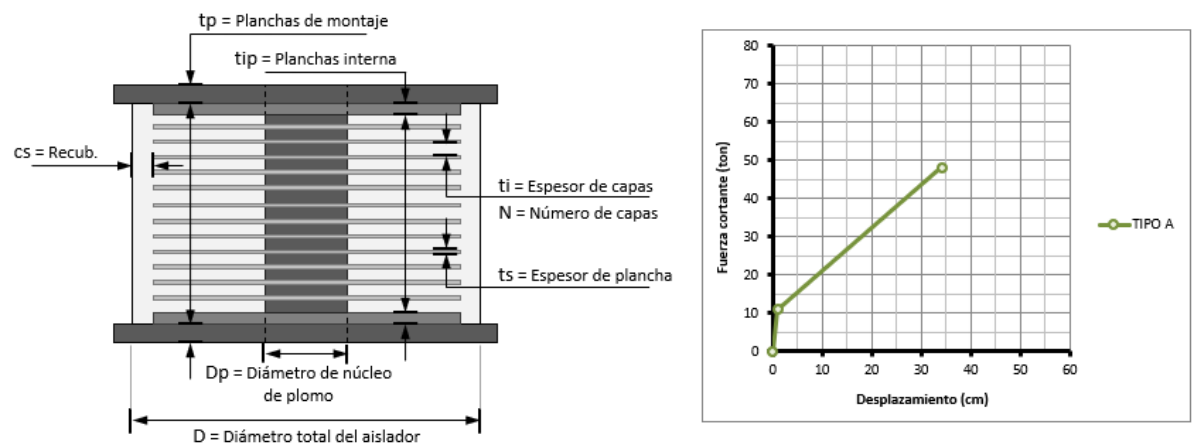
| ITEM AISLADORES | K_{eff} MCE ton/m | K_{eff} DBE ton/m | β_{eff} MCE | β_{eff} DBE | $C2 = C3$ MCE ton.s/m | $C2 = C3$ DBE ton.s/m |
|-----------------|------------------------|------------------------|-------------------|-------------------|--------------------------|--------------------------|
| A | 141.68 | 151.03 | 7.9% | 11.2% | 9.14 | 13.37 |

Por ello, se opta por aumentar el diámetro de los aisladores a 65 cm, con lo que se tiene una capacidad axial de 537 tonf, la cual es menor a la carga axial actuante de 329 tonf.

| AMORTIGUAMIENTO Y COEFICIENTES | | | | | |
|--------------------------------|--------|---------------|-------|---------------|-------|
| β_m MCE | 12.72% | β_m MCE | 1.296 | β_s MCE | 1.430 |
| β_m DBE | 9.27% | β_m DBE | 1.175 | β_s DBE | 1.238 |

| DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS | | | |
|-------------------------|---------|------------|---------|
| Desp MCE | 34.0 cm | Desp T MCE | 34.1 cm |
| Desp DBE | 50.5 cm | Desp T DBE | 58.1 cm |

CARACTERÍSTICAS DE LOS AISLADORES



| ITEM AISLADORES | DIÁMETRO AISLADOR cm | Dp mm | N | ti mm | ts mm | tp mm | cs mm | G kg/cm ² | ALTURA TOTAL cm | CAPACIDAD Sin deformar ton | CAPACIDAD Deformado ton |
|-----------------|-------------------------|----------|----|----------|----------|----------|----------|-------------------------|--------------------|-------------------------------|----------------------------|
| A | 65 | 125.0 | 18 | 7.2 | 3.0 | 25.4 | 20.0 | 4.55 | 28.3 | 470.2 | 537.0 |

PROPIEDADES LINEALES Y NO LINEALES DE LOS AISLADORES

| ITEM AISLADORES | Qd ton | Qd / W | Kv ton/m | Kd ton/m | Ke ton/m | Dy cm | Fy ton |
|-----------------|-----------|--------|-------------|-------------|-------------|----------|-----------|
| A | 9.88 | 4.50% | 171000 | 112.2 | 1121.9 | 0.98 | 10.98 |

| ITEM AISLADORES | Keff MCE ton/m | Keff DBE ton/m | β_{eff} MCE | β_{eff} DBE | C2 = C3 MCE ton.s/m | C2 = C3 DBE ton.s/m |
|-----------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------------|------------------------|
| A | 141.25 | 131.76 | 12.7% | 9.3% | 15.07 | 10.61 |

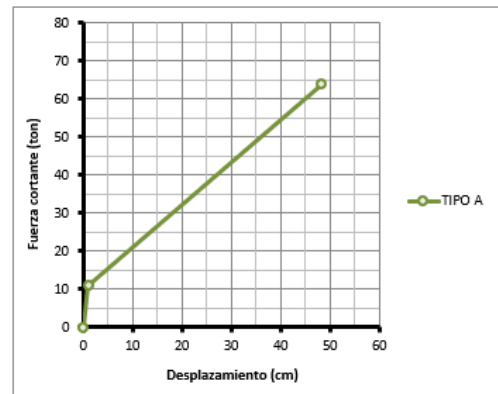
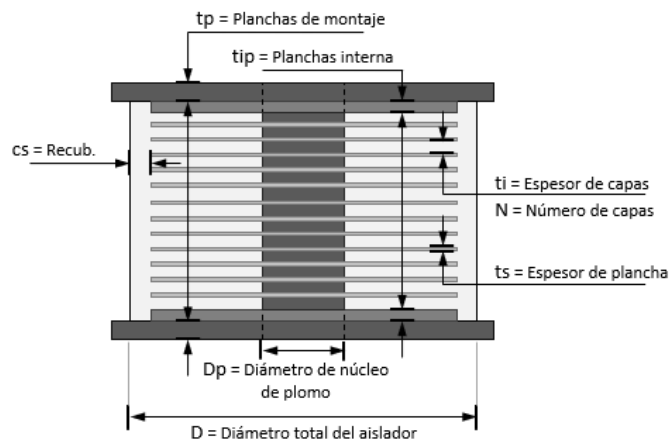
ANEXO 3: DISEÑO DE AISLADORES – CASO Z4S3

En el caso Z4S3 se tiene un desplazamiento en la interfaz de aislamiento de 48 cm, por lo que con aisladores de diámetro 65 cm se tiene una capacidad axial de 234 tonf, la cual es menor a la carga axial actuante de 352 tonf.

| AMORTIGUAMIENTO Y COEFICIENTES | | | | | |
|--------------------------------|-------|---------------|-------|---------------|-------|
| β_m MCE | 9.67% | β_m MCE | 1.190 | β_s MCE | 1.260 |
| β_m DBE | 9.27% | β_m DBE | 1.175 | β_s DBE | 1.238 |

| DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS | | | |
|-------------------------|---------|------------|---------|
| Desp MCE | 48.0 cm | Desp T MCE | 48.2 cm |
| Desp DBE | 50.5 cm | Desp T DBE | 58.1 cm |

CARACTERÍSTICAS DE LOS AISLADORES



| ITEM AISLADORES | DIÁMETRO AISLADOR cm | Dp mm | N | ti mm | ts mm | tp mm | cs mm | G kg/cm ² | ALTURA TOTAL cm | CAPACIDAD Sin deformar ton | CAPACIDAD Deformado ton |
|-----------------|----------------------|-------|----|-------|-------|-------|-------|----------------------|-----------------|----------------------------|-------------------------|
| A | 65 | 125.0 | 18 | 7.2 | 3.0 | 25.4 | 20.0 | 4.55 | 28.3 | 470.2 | 233.9 |

PROPIEDADES LINEALES Y NO LINEALES DE LOS AISLADORES

| ITEM AISLADORES | Qd ton | Qd / W | Kv ton/m | Kd ton/m | Ke ton/m | Dy cm | Fy ton |
|-----------------|--------|--------|----------|----------|----------|-------|--------|
| A | 9.88 | 4.50% | 171000 | 112.2 | 1121.9 | 0.98 | 10.98 |

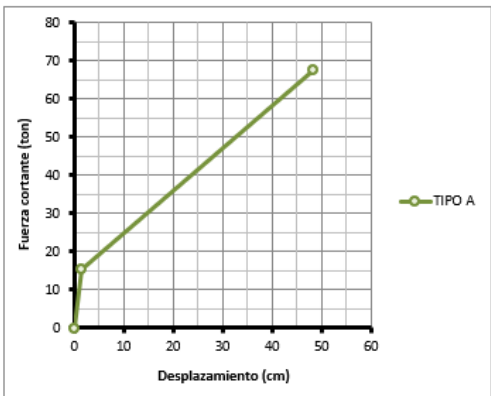
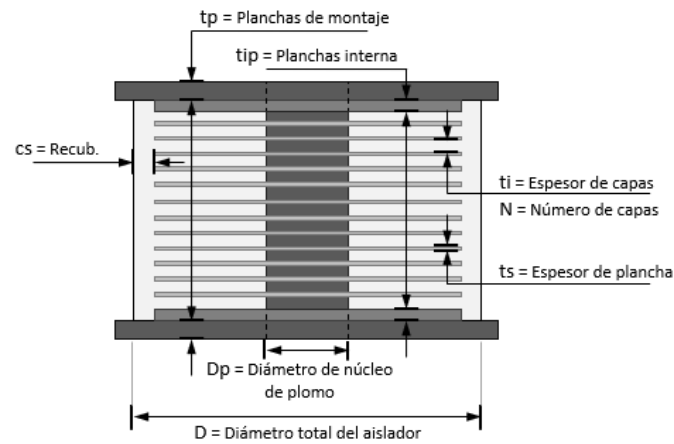
| ITEM AISLADORES | Keff MCE ton/m | Keff DBE ton/m | β_{eff} MCE | β_{eff} DBE | C2 = C3 MCE ton.s/m | C2 = C3 DBE ton.s/m |
|-----------------|----------------|----------------|-------------------|-------------------|---------------------|---------------------|
| A | 132.77 | 131.76 | 9.7% | 9.3% | 11.10 | 10.61 |

Por ello, se opta por aumentar el diámetro de los aisladores a 70 cm, con lo que se tiene una capacidad axial de 381 tonf, la cual es menor a la carga axial actuante de 352 tonf.

| AMORTIGUAMIENTO Y COEFICIENTES | | | | | |
|--------------------------------|--------|---------------|-------|---------------|-------|
| β_m MCE | 12.71% | β_m MCE | 1.296 | β_s MCE | 1.430 |
| β_m DBE | 8.83% | β_m DBE | 1.157 | β_s DBE | 1.212 |

| DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS | | | |
|-------------------------|---------|------------|---------|
| Desp MCE | 48.0 cm | Desp T MCE | 48.2 cm |
| Desp DBE | 75.5 cm | Desp T DBE | 86.9 cm |

CARACTERÍSTICAS DE LOS AISLADORES



| ITEM AISLADORES | DIÁMETRO AISLADOR cm | D_p mm | N | t_i mm | t_s mm | t_p mm | cs mm | G kg/cm ² | ALTURA TOTAL cm | CAPACIDAD Sin deformar ton | CAPACIDAD Deformado ton |
|-----------------|-------------------------|-------------|-----|-------------|-------------|-------------|------------|---------------------------|--------------------|-------------------------------|----------------------------|
| A | 70 | 148.0 | 20 | 7.5 | 3.0 | 25.4 | 20.0 | 4.55 | 30.9 | 529.8 | 380.9 |

PROPIEDADES LINEALES Y NO LINEALES DE LOS AISLADORES

| ITEM AISLADORES | Q_d ton | Q_d / W | K_v ton/m | K_d ton/m | K_e ton/m | D_y cm | F_y ton |
|-----------------|--------------|-----------|----------------|----------------|----------------|-------------|--------------|
| A | 13.85 | 5.90% | 178000 | 111.5 | 1115.2 | 1.38 | 15.39 |

| ITEM AISLADORES | K_{eff} MCE ton/m | K_{eff} DBE ton/m | β_{eff} MCE | β_{eff} DBE | $C2 = C3$ MCE ton.s/m | $C2 = C3$ DBE ton.s/m |
|-----------------|------------------------|------------------------|-------------------|-------------------|--------------------------|--------------------------|
| A | 140.37 | 129.85 | 12.7% | 8.8% | 15.53 | 10.37 |